



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Estudios Superiores Acatlán

REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS

TESIS DE LICENCIATURA

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
Luis Gerardo Pacheco Martín

ASESOR:
Dr. Darío Rivera Vargas

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México, 2022



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.

Agradecimientos.

A la UNAM por todo lo que aporta y la envuelve, por sus actividades y las personas que forman parte de ella, por ser una de las pocas instituciones dignas de respeto.

A la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 “Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones”.

A mi asesor, el Doctor Darío Rivera Vargas, por el interés genuino que brindó a esta investigación y que demuestra en cada una de sus clases. Por tener una verdadera vocación de maestro, por sus amplios conocimientos y por el apoyo que otorga a todos sus alumnos.

A mi madre, por su sensibilidad y su inteligencia, por el perpetuo sacrificio de su persona en favor de los demás.

A mi padre, por su rigor y su compromiso, por su lucidez silenciosa y resignada.

A mis tíos y abuelos, por su apoyo, enseñanzas y buenos momentos.

A mi hermano, por su espíritu crítico y vehemencia.

A Juan por su humor e ingenio que abaten al malestar.

A Osmar, por elegir la felicidad sobre la perfección.

A Zara, por su pasión y su amor desmesurados.

(...) En aquellas pequeñas ciudades puedes ver
Cómo habían crecido por encima de su entorno
Las catedrales. Su alzarse pasaba
Por encima de todo; así como la excesiva
Cercanía de nuestra propia vida supera a nuestra mirada,
La supera sin cesar y como si no ocurriera
Otra cosa; como si estuviera el destino,
Que sin medida en ellas se amontona,
Petrificado y destinado a durar,
No aquello que es bajo, en las oscuras calles,
Toma un nombre cualquiera del azar
Y va con él, como los niños llevan de delantal
El verde y el rojo y lo que tenga el tendero.
Hubo nacimiento en estos cimientos
Y hubo fuerza y empuje en este elevarse,
Y amor por todas partes como vino y pan,
Y los pórticos estuvieron llenos de quejas de amor.
La vida vacilaba al tocar las horas,
Y en las torres, que llenas de renuncia
De pronto dejaron de alzarse, estaba la muerte.

Rainer Maria Rilke, La Catedral.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1- Antecedentes	1
1.2- Objetivo y alcances	2
1.3- Contenido	2
CAPÍTULO 2: DAÑOS ESTRUCTURALES.....	3
2.1- Antecedentes.....	3
2.2- Daños en muros.	3
2.3- Daños en columnas.....	9
2.4- Daños en sistemas de cubierta.	12
2.5- Daños en torres de campanarios.	20
CAPÍTULO 3: CONCEPTOS BÁSICOS DE RESTAURACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.	23
3.1- Antecedentes.....	23
3.2- Criterios de restauración.....	25
3.2.1- Conceptos.	25
3.2.2- Restauración arquitectónica.....	27
3.2.3- Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Históricas y Artísticas.....	28
3.2.4- Carta de Venecia (ICOMOS, 1964).....	29
3.2.5- Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico (ICOMOS, 2003).	29
3.3- Criterios de rehabilitación estructural.....	32
3.3.1- Conceptos.	32
3.3.2- Metodología para la intervención estructural.	33
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL	35
4.1- Antecedentes.....	35
4.2- Evaluación de las propiedades mecánicas de los materiales.	35
4.2.1- Técnicas no destructivas.....	36
4.2.2- Técnicas ligeramente destructivas.....	40

4.3-Evaluación de las propiedades dinámicas de la estructura.	42
4.3.1- Instrumentación sísmica.	42
4.3.2- Vibración ambiental.	43
4.3.3- Modelos físicos.	43
4.4- Métodos de análisis avanzados.	44
4.5- Métodos de evaluación simplificados.	47
4.5.1- Edificios históricos destinados al culto religioso.	47
4.5.2- Torres de campanarios.	66
4.6- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.	83
CAPÍTULO 5: TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.	92
5.1- Antecedentes.	92
5.2- Técnicas de reparación.	92
5.3- Técnicas de refuerzo.	94
5.3.1- Confinamiento de presfuerzo.	94
5.3.2- Refuerzo con acero postensado.	98
5.3.3- Refuerzo con mallas electrosoldadas.	101
5.3.4- Implementación de concreto reforzado.	102
5.3.5- Confinamiento con placas de acero.	103
5.3.6- Refuerzo con FRP (Fiber Reinforced Polymers).	104
5.3.9- Aislamiento sísmico.	111
5.3.10- Control de hundimientos diferenciales.	112
5.4- Ejemplos de aplicación.	117
5.4.1- Rehabilitación de una torre de campanario.	117
5.4.2- Rehabilitación de una catedral por hundimientos diferenciales.	125
5.4.3- Rehabilitación de una bóveda de cañón.	132
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.	135
GLOSARIO.	137
Referencias.	140

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1- Antecedentes.

Los edificios históricos son importantes demostraciones del ingenio y del espíritu humano de diversas épocas; a través de ellos, podemos ser testigos de los modos de vida, ideologías o corrientes artísticas de nuestros antepasados. Estas obras son testimonio de la grandeza de otrora y algunas de ellas pueden ser colocadas entre los puntos más altos alcanzados por nuestra especie; es por ello que se llevan a cabo múltiples acciones y se emprenden grandes esfuerzos para tratar de conservar y legar estas formas de expresión a las futuras generaciones.

A pesar de lo antes mencionado, el número de profesionistas que se dedican a este tipo de labores dentro de la ingeniería civil es insuficiente; particularmente en el caso de México, un país que cuenta con una cantidad significativa de edificios de esta naturaleza y que frecuentemente se encuentran expuestos a factores que podrían poner en riesgo su estabilidad, como es el caso de las acciones sísmicas. Una de las principales razones de este fenómeno es el hecho de que las intervenciones que se realizan en las estructuras históricas ya sean para su conservación o restauración, son considerablemente más complejas que aquellas que comúnmente se emplean en los edificios modernos, pues no sólo debe tomarse en cuenta el aspecto de la seguridad estructural, sino, también, respetar y conservar los valores intrínsecos del inmueble. Se entiende por valores intrínsecos el conjunto de características y propiedades, tangibles o intangibles, pertenecientes a un determinado monumento histórico; la desaparición o modificación tanto del monumento como de sus propiedades, podrían significar una gran pérdida en cinco diferentes aspectos: el arquitectónico, el artístico, el económico, el histórico y el ingenieril (Peña y Lourenço, 2012). Por estos motivos, es apremiante la necesidad del desarrollo, aplicación y perfeccionamiento de métodos de evaluación simplificados a las edificaciones de carácter histórico, con el fin de que más ingenieros civiles puedan verse involucrados y un mayor número de estructuras puedan ser estudiadas, así como la publicación de más trabajos de investigación que ayuden a difundir información especializada al respecto, para que los casos particulares en los que se demanda un análisis más exhaustivo también puedan ser atendidos de manera apropiada.

Para llevar a cabo una correcta intervención para salvaguardar inmuebles de esta envergadura, es menester el seguimiento de una metodología de carácter multidisciplinario que involucre a expertos de distintas áreas del conocimiento, como son arquitectos, ingenieros, historiadores del arte, entre otros, y que en este caso viene dada por el organismo experto en la materia a nivel internacional, es decir, el Consejo Internacional de Monumentos y Sitios, también conocido como ICOMOS por sus siglas en inglés. Dicha metodología implica la adquisición de información a través de la consulta de fuentes

históricas y de visitas al sitio, la elaboración de modelos de la estructura a partir de la información antes recopilada para determinar su comportamiento bajo las distintas sollicitaciones a las que se encuentra expuesta, así como el diagnóstico de seguridad en el que se identifican las posibles causas de los daños —en caso de que éstos existan—, para posteriormente elegir la técnica más adecuada para su aplicación.

1.2- Objetivo y alcances

El objetivo de esta investigación radicó en realizar una revisión del estado del arte de las construcciones históricas en torno a los diferentes criterios para evaluar su nivel de seguridad estructural, a fin de poder establecer las acciones conducentes para su rehabilitación sin alterar sus valores intrínsecos.

Esta investigación se limita a edificios históricos destinados al culto religioso y pretende difundir los métodos de evaluación estructural existentes, los cuales no son ampliamente conocidos en la práctica profesional de la ingeniería estructural, con particular énfasis en los métodos simplificados. Se presentan algunos ejemplos de aplicación de estos métodos simplificados para ilustrar su uso, con objeto de lograr que más ingenieros civiles se involucren en las tareas de conservación del patrimonio arquitectónico.

1.3- Contenido

La investigación se encuentra conformada por seis capítulos. El primero de ellos es la introducción; se plantea la problemática sobre la conservación de los edificios históricos y sus acciones de rehabilitación, además se descubre el objetivo y el alcance de la investigación, así como el contenido de ésta. En el segundo capítulo se analizan los distintos daños que pueden experimentar los diferentes elementos estructurales ante diversas sollicitaciones. En el tercer capítulo se abordan los conceptos básicos de restauración y rehabilitación estructural, con base en diversos documentos relacionados con la conservación del Patrimonio Arquitectónico a nivel nacional e internacional. En el cuarto capítulo se comentan métodos simplificados para evaluar el nivel de seguridad estructural de edificios históricos en general, así como para el caso de las torres de campanarios y para analizar su vulnerabilidad sísmica. En el quinto capítulo se describen las técnicas de rehabilitación existentes y sus aplicaciones a casos concretos. En el último capítulo, aparecen las conclusiones a las que se llegó después de realizar esta investigación.

CAPÍTULO 2: DAÑOS ESTRUCTURALES

2.1- Antecedentes.

En todo trabajo de rehabilitación estructural es importante conocer los patrones de daño en una construcción, así como las causas que los provoca, para con ello analizar las acciones conducentes a implementar en la edificación, ya sea de reparación o reforzamiento.

Por consiguiente, en este capítulo es prudente revisar los diferentes daños estructurales que pueden experimentar los edificios históricos por varias sollicitaciones, tales como: cargas gravitacionales, sismo, hundimientos diferenciales, así como efectos ambientales que repercuten en el deterioro de los materiales.

A continuación, se hace una descripción de los mecanismos de daño que suelen presentar los muros, columnas, sistemas de cubierta, así como torres de campanarios en este tipo de edificios.

2.2- Daños en muros.

La función principal de los muros en este tipo de estructuras es la de soportar las cargas gravitacionales por peso propio, aunque también cumplen con otras funciones estructurales, como la de absorber los empujes laterales producidos por el coceo de arcos y bóvedas, además soportar los embates del viento y los efectos de los sismos (Rivera, 1997).

Daños por cargas verticales.

Los daños que pueden presentar bajo esta condición de carga son los agrietamientos verticales, que se producen al existir una concentración de esfuerzos, debido a que las cargas no son transmitidas de una manera uniforme, sino a través de apoyos aislados, tal como se ilustra en la figura 2.1.



Figura 2.1- Agrietamientos verticales en muros producidos por la concentración de esfuerzos a causa del aislamiento de los apoyos del sistema de piso (Marini A., 2015).

Daños por sismos.

- En el plano del muro.

De acuerdo con Rivera (1997), la carga sísmica en esta dirección produce grietas diagonales cuando los esfuerzos cortantes exceden la resistencia de la mampostería. Cuando en ésta existen aberturas para puertas y ventanas, además de una reducción implícita en la resistencia, se generan concentraciones de esfuerzos que favorecen el agrietamiento del muro tal y como se ilustra en la figura 2.2.

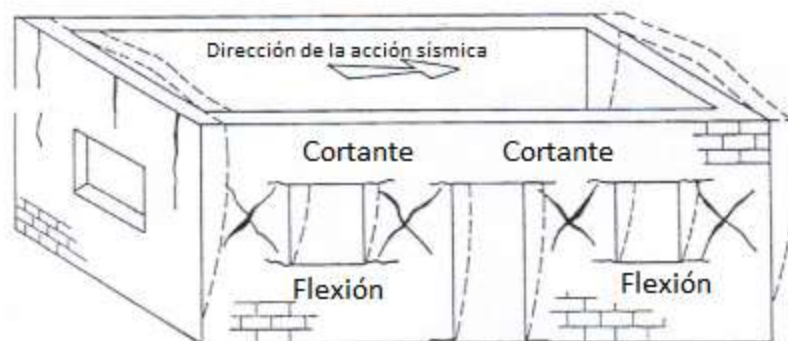


Figura 2.2- Tomažević M (1999), "Earthquake- Resistant Design of Masonry Buildings", Series of Innovation in Structures and Construction Vol.1, Imperial College Press.

- En dirección perpendicular al plano del muro.

Las cargas originadas por los sismos que actúan en dirección perpendicular al plano del muro pueden generar los mecanismos de daño que se muestran en la figura 2.3. A continuación se realiza una breve descripción de cada uno de ellos:

Falla por volteo.

La encontramos cuando la conexión de los muros con los muros laterales o con sus sistemas de cubiertas es escasa o no existe. Este es uno de los tipos de falla más comunes en los templos mexicanos, en los que la fachada tiende a separarse del resto del edificio y a vibrar como una pared independiente ante las fuerzas inducidas por los sismos (figura 2.3 a).

Falla con agrietamientos horizontales.

Este mecanismo de falla ocurre cuando el muro se encuentra únicamente conectado a su sistema de cubierta (figura 2.3b)

Falla con agrietamientos verticales.

Este tipo de falla sucede cuando el muro en cuestión se halla conectado con otros muros laterales, mas no con el sistema de cubierta. El hecho de que existan los muros laterales limita su desplazamiento perpendicular y reduce la posibilidad del volteo. Las grietas se encuentran en las zonas cercanas a la unión entre muros (figura 2.3c).

Falla a flexión por un efecto de placa.

Se puede llegar a presentar cuando el muro está en conexión con muros laterales y con su sistema de piso. Este modo de falla no se encuentra tan frecuentemente (figura 2.3d).

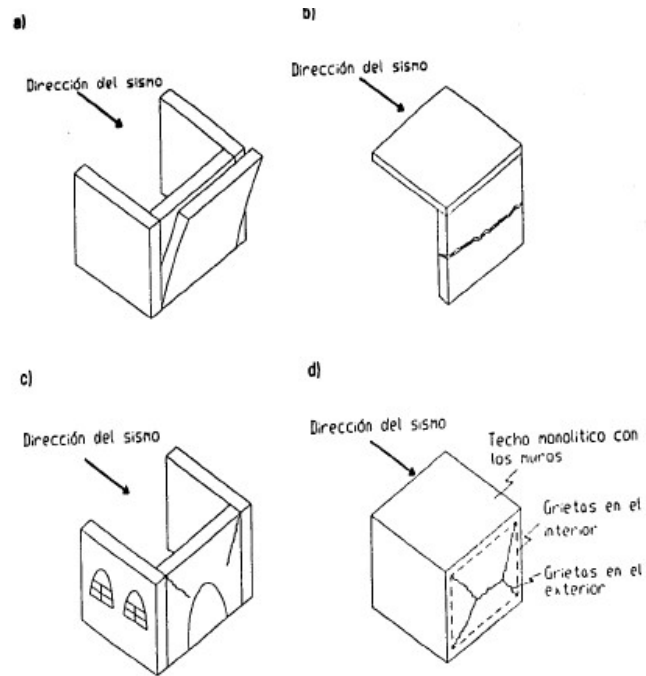


Figura 2. 3- Posible mecanismos de daño en un muro cuando el sismo actúa en un plano perpendicular a este elemento estructural (Rivera D, 1997).

En las figuras 2.4 y 2.5 se muestran casos reales que han presentado mecanismos de daños, como los presentados en los esquemas de las figuras 2.3a y 2.3c, respectivamente. En dichas fotografías se aprecia claramente la separación de los muros de fachada ante una deficiente conexión con los muros laterales.



Figura 2. 4- Desprendimiento de la fachada del resto del edificio. (Marini A., 2015).



Figura 2.5- Mecanismo de daño en la fachada principal del edificio bajo la acción de un sismo en dirección perpendicular a ésta
(De la torre O., López R., Salazar A., y Roldán J., 2004)

Daños por empujes de sistemas de cubierta.

Se presenta en los muros exteriores debido al coceo. El muro sufre una flexión en su base, lo que provoca que su parte superior se desplace hacia afuera y se aumente el claro. De esta manera se produce una inestabilidad de la bóveda que puede conducir al colapso, tal como se comenta en los trabajos de Benvenuto (1991) y Meli (1998). En la figura 2.6 se muestra el desplome que puede sufrir este tipo de muros ante el empuje lateral de las cubiertas.

Este tipo de falla suele contrarrestarse con la presencia de contrafuertes; sin embargo, cuando el suelo es deformable no resultan una gran solución, ya que su gran peso propicia el aumento de los hundimientos.

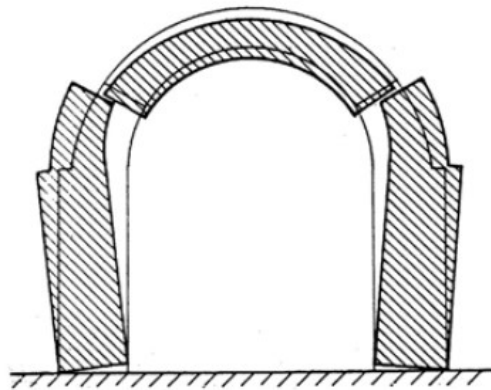


Figura 2. 6 –Alteración en la verticalidad de los muros a causa del empuje del sistema de cubierta (Benvenuto E., 1991).

Daños por hundimiento diferenciales.

Otro de los fenómenos que pueden causar complicaciones como asentamientos a los edificios históricos (mayoritariamente a aquellos con baja rigidez) es el secado del suelo. El secado del suelo ocurre cuando se tiene presencia de un estrato superficial de suelo fino compresible, el cual se enjuta y posteriormente se agrieta. Principalmente es causado por dos factores: el calentamiento solar y la introducción de vegetación.

La extracción de agua de la masa del suelo provoca serias complicaciones como el hundimiento regional. Al consolidarse el suelo, a causa del abatimiento de las presiones de poro, se producen asentamientos diferenciales. Este problema es particularmente sensible en la Ciudad de México, donde se tienen arcillas con un alto grado de compresibilidad y se sobreexplotan los mantos acuíferos (se extrae un caudal superior a la capacidad natural de recuperación).

Por otro lado, el aumento en el contenido del agua del suelo puede provocar que el nivel freático suba y, consecuentemente, un cambio de los esfuerzos efectivos del suelo, produciéndose de esta forma problemas de asentamientos y de capacidad de carga.

Las construcciones históricas pueden también sufrir a causa de sus estructuras vecinas. Éstas, por su peso o su tipo de cimentación, pueden influir en el comportamiento de las primeras induciéndoles asentamientos que comprometen su estabilidad (Oliveira y Márcia, 2008)

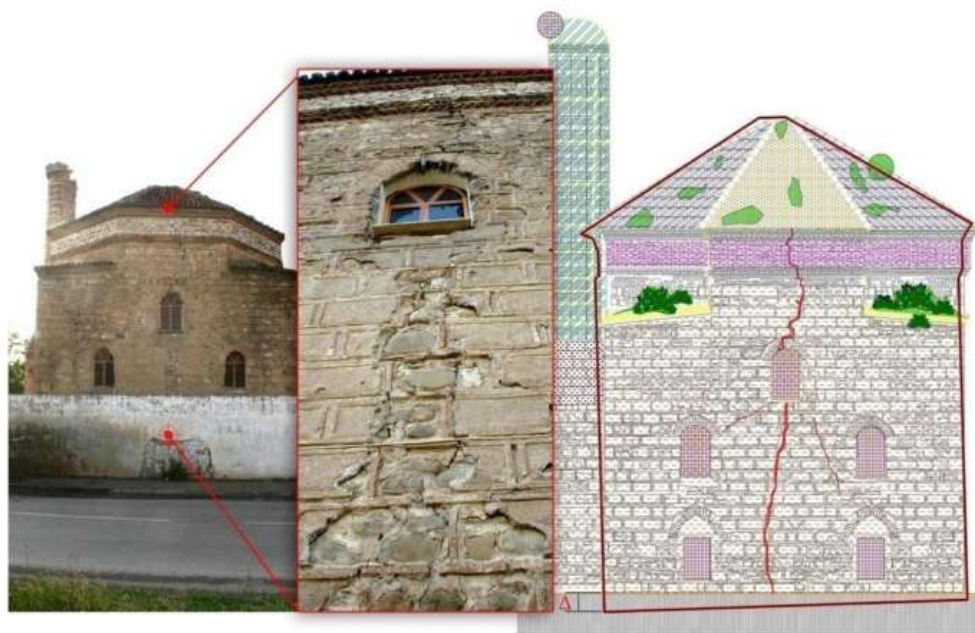


Figura 2.7-Daño producido en la fachada de un edificio en Albania a causa de un hundimiento diferencial (Yardim Y. y Mustafaraj E., 2015).

2.3- Daños en columnas.

En los edificios históricos se debe prestar especial atención al deterioro que pueden presentar los materiales (figura 2.8). Además, es importante considerar que en el transcurso del tiempo pudieron haberse incrementado las cargas y que pudieron haberse generado excentricidades en las columnas a causa de asentamientos (Meli, 1998).

El mecanismo común por el que este tipo de estructuras se deterioran, se encuentra agrupado de la siguiente manera: (a) ataque químico/biológico, debido a la lluvia ácida, contaminación y químicos liberados por plantas en crecimiento, (b) corrosión de componentes metálicos, (c) erosión del mortero a causa de partículas contenidas en el aire o agua, por acciones del hielo o la nieve, por la cristalización de la sal, y por tormentas de arena, (d) perturbaciones relacionadas a los efectos producidos por las vibraciones, sobrecargas, la humedad y cambios de temperatura en la mampostería, (e) decoloración a causa de la eflorescencia, la cal y el vanadio (Adedeji y Opeyokun, 2010). Con el siguiente esquema que se presenta en la figura 2.9 se pretende aclarar lo que se acaba de describir



Figura 2.8- Degradación de una columna por los efectos ambientales (Peña y Lourenco, 2012).

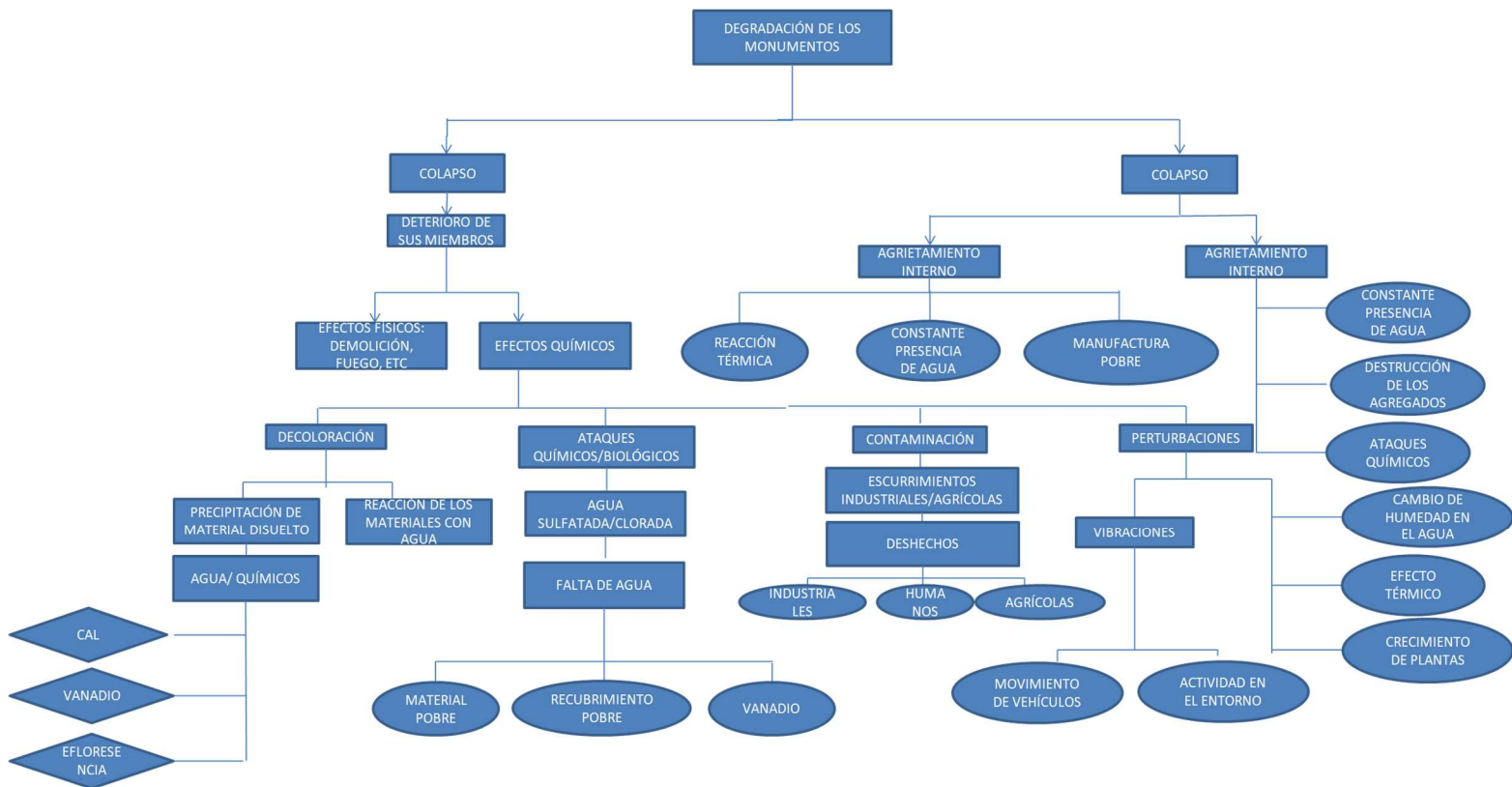


Figura 2.9- Diagrama de efectos ambientales que pueden afectar a los materiales utilizados para la construcción de edificios históricos (Adedeji y Opeyokun, 2010).

Uno de los problemas que se tiene con las columnas es su comportamiento frágil, lo que quiere decir que los daños que sufren se vuelven visibles cuando se encuentran muy cercanas al colapso, por lo que es importante actuar lo más rápido posible ante la presencia de cualquier anomalía. El principal daño que muestran estos elementos son una serie de grietas verticales como consecuencia de que se está alcanzando su capacidad de carga; en este caso, el material se expande de manera lateral, pudiendo llegar a ocasionar su desprendimiento (figura 2.10). Sin embargo, puede haber casos en los que se muestren daños sin forzosamente llegar al colapso, esto ocurre cuando las cargas que soportaba la columna se distribuyen a otros elementos. Lo que se recomienda en esta situación es una intervención a través de la cual se consiga la distribución original de las cargas.

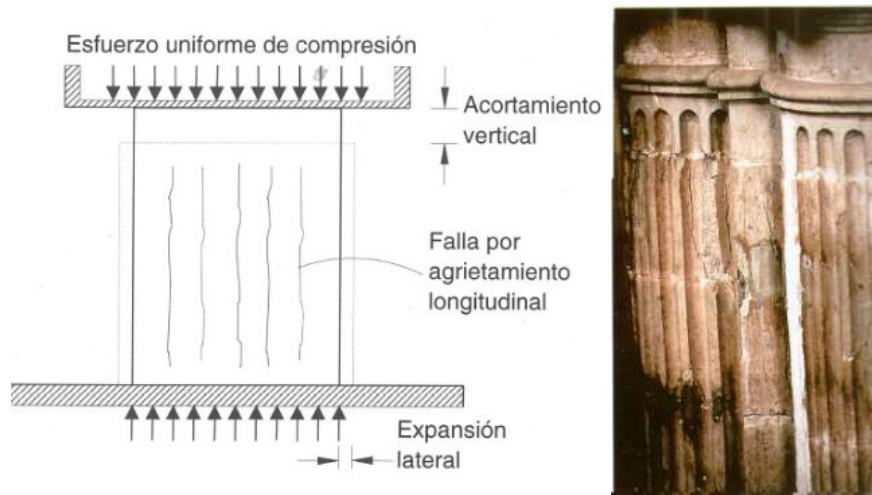


Figura 2.10- Daño típico en columnas con agrietamientos verticales cuando se alcanza su capacidad a compresión. Ejemplo de esta falla en una columna de la Catedral Metropolitana (Meli R., 1998).

Bajo la acción de los sismos las columnas también pueden verse afectadas. En el caso de las columnas de bloques, por ejemplo, la fuerza cortante puede provocar aberturas y cierres en las juntas. Aunque generalmente no se produce el volteo del elemento, existen rotaciones y desplazamientos de los bloques, tal como se ilustra en la figura 2.11.

En el caso de las columnas de sillares, la falta de uniformidad entre el contacto de las piedras puede ocasionar una concentración de cargas. De igual manera, esta concentración local de esfuerzos puede apreciarse en el aplastamiento local del mortero y en el desprendimiento de salientes en la cantera.



Figura 2.11- Daño en columna de bloques (Meli R., 1998).

2.4- Daños en sistemas de cubierta.

Bóvedas y cúpulas.

Una de las principales características de las cubiertas de superficie curva son sus espesores considerables, lo que provoca que su peso propio resulte muy grande, pero también que los esfuerzos en ellos sean por lo general pequeños. Debido a su constitución geométrica, dichos esfuerzos tienden a ser de compresión, lo cual resulta benéfico si la cubierta fue construida con mampostería u otro material que no tenga una buena resistencia a tensión, y también contribuye a evitar en cierta medida el fenómeno de coceo.

El problema en este tipo de cubiertas surge cuando se ven afectados por cargas laterales como sismos, o ante asentamientos diferenciales. Bajo el efecto de los sismos, las bóvedas semiesféricas y cúpulas pueden presentar daños debido a los materiales de mala calidad utilizados para su construcción o a una deficiencia en el proceso constructivo. Pueden presentarse agrietamientos diagonales cuando se ve superada la capacidad del material, o paralelos al plano de su base cuando existe un deslizamiento en sus planos débiles.

Las cúpulas resultan particularmente sensibles a las acciones de los sismos debido a que su gran peso produce fuerzas de inercia elevadas, lo que se vuelve incluso más desfavorable si se toma en cuenta la altura en la que por lo general están construidas, puesto que esto amplifica las vibraciones (figura 2.12). La zona crítica de este elemento es el tambor, donde suelen tenerse huecos que disminuyen la sección efectiva resistente (Meli, 1998).



Figura 2.12- Daños en cúpula debido a sismo. (Meli R., 1998).

Las bóvedas son víctimas de una de las fallas más frecuentes por sismos cuando, a causa de gran masa, se generan importantes fuerzas de inercia que se traducen en empujes normales al plano del muro que las soporta. Si no existe una adecuada restricción por parte del techo al muro, este último tiende a desplazarse de tal forma que podría suceder un volteo. Aunque muchas veces el volteo no se concreta, basta con que el muro haya perdido la suficiente verticalidad como para provocar la inestabilidad de la bóveda y que ésta colapse. A continuación, en la figura 2.13, se muestran este tipo de daños en bóvedas, cuando se aumenta y cuando se disminuye su claro.

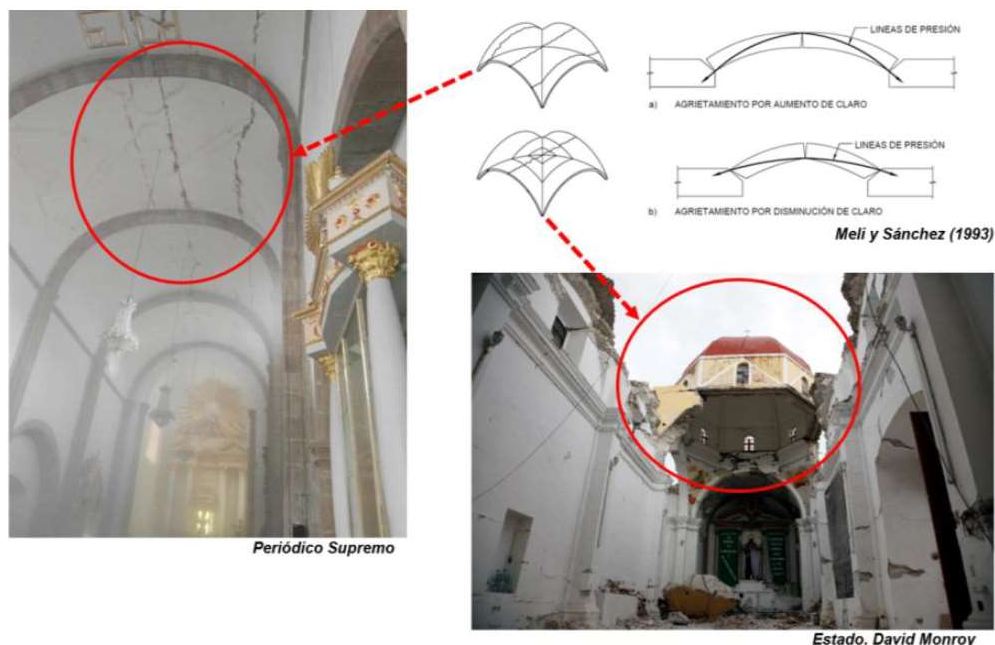


Figura 2.13- Mecanismos de daño en bóvedas provocados por el sismo del 2017 en México (Rivera D. et al., 2019)

Daños en arcos.

El empleo del arco fue muy común en las construcciones históricas, tanto para estructuras singulares (arcos triunfales) como para otro tipo de obras (puentes de mampostería, viaductos o acueductos). En la figura 2.14 se muestran las principales partes de un arco.

Un poco para entender su comportamiento y en consecuencia sus posibles mecanismos de falla, es menester comentar que, ante las cargas verticales, éstas se transmiten hacia los apoyos según la geometría del arco. Se le conoce como línea de presiones a la trayectoria de las fuerzas internas del arco. La separación de la línea de presiones del eje del arco provoca flexión en la sección, cargas axiales y fuerzas cortantes en las juntas (figura 2.15); según la forma en que se encuentren colocados los ladrillos o

dovelas que conforman el arco, será la magnitud de los esfuerzos cortantes en las juntas. El comportamiento estructural de un arco da lugar al fenómeno conocido como coceo, que se refiere a un empuje de tipo horizontal que el arco transmite a sus apoyos y que tienden a moverlos hacia afuera.

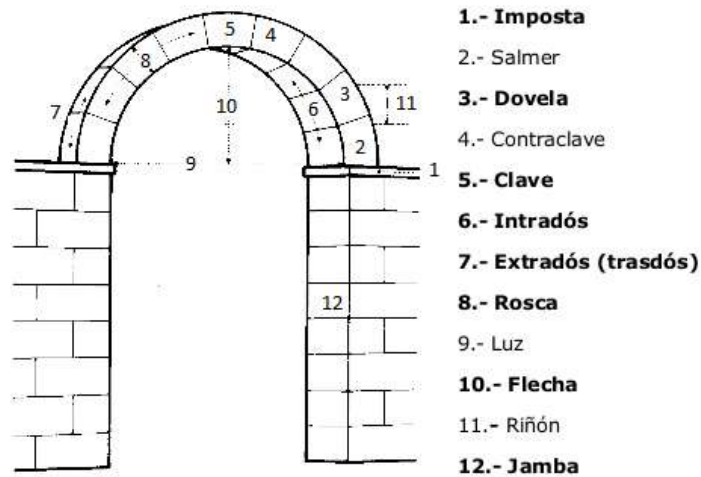


Figura 2.14- Partes de un arco (De la Plaza L, 2012).

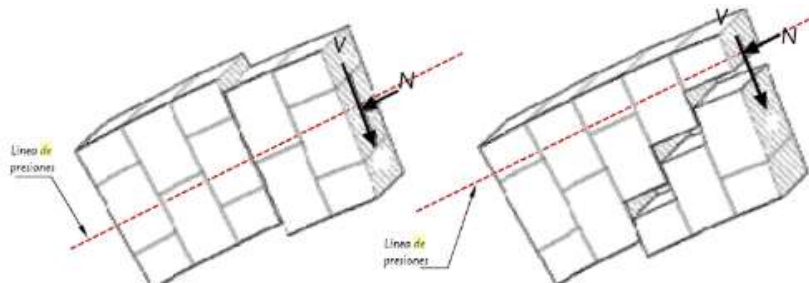


Figura 2.15 - Esquema del mecanismo de falla en las juntas debido a las fuerzas cortantes.

El comportamiento sísmico de los arcos es complejo, debido a la inexistencia de una observación sistemática de los daños después del siniestro, y a que los métodos de análisis no son muy difundidos dentro de la práctica profesional. Por lo que se sabe, bajo una acción sísmica horizontal, el sistema no se lesiona de modo simétrico, con la aparición de cuatro bisagras, dos en las jambas y dos en el arco, daños en el intradós ligeramente separados de donde se encuentra la clave, y otros más en las dovelas. Además, en el caso de los arcos que tienen pilastras poco esbeltas, éstas pueden verse afectadas a cortante y por agrietamientos diagonales (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2010).

Los arcos, además, son muy propensos a dañarse cuando se presentan desplazamientos diferenciales en las impostas. En el caso de arcos con grandes claros (puentes, por ejemplo), la acción sísmica puede inducir a movimientos no sincronizados en las bases de las jambas, ya sea por la propagación de las ondas en el terreno o por la amplificación local del movimiento. En estos casos, el sismo imprime, a cada instante, desplazamientos distintos a aquellos impuestos por el propio arco, lo que podría dar lugar a agrietamientos.

En el caso de acueductos con pilastras esbeltas, resultan sensibles a la excitación del terreno, si las pilastras cuentan con alturas diferentes, éstas vibran con periodos distintos, con la posibilidad de generar separaciones en las impostas y consecuentemente fisuras. En este tipo de construcciones las pilastras también pueden estar apoyadas sobre terrenos con características geotécnicas distintas; la variación en las propiedades del terreno, las condiciones de los estratos y los efectos topográficos producen fenómenos de amplificación o reducción del movimiento sísmico; la acción en la base de las pilastras asume, entonces, un movimiento no sincronizado.

Aunque no es el objeto de esta investigación hablar sobre construcciones históricas como los puentes o acueductos, se comentarán brevemente algunos mecanismos de daños que imperan en los arcos de este tipo de edificaciones.

Falla por formación de mecanismo monoarco.

El modo de falla más probable de un arco de mampostería, que considera como una estructura hiperestática de tercer grado, implica la formación de un mecanismo resultante de la aparición de cuatro articulaciones, según la magnitud de la carga. Este modo de falla puede venir provocado por una acción directa, como una carga puntual aplicada a un cuarto del claro; o una acción indirecta como una deformación impuesta, un descenso o giro de pila provocado generalmente por una falla en la cimentación (Page, 1987), tal como se muestra en la figura 2.16.

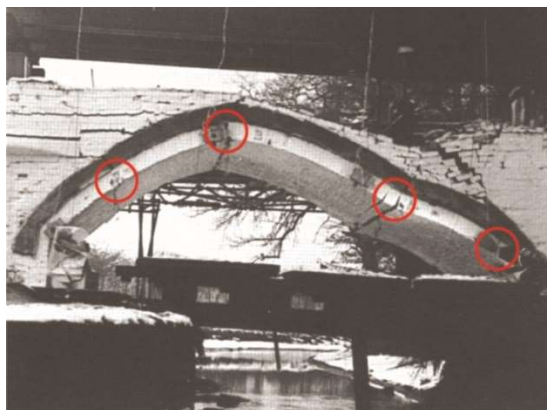


Figura 2.16 - Fallo por formación de mecanismo de monoarco (formación de cuatro rótulas) (Page J, 1987).

Falla por mecanismo multiarco por giro de pila.

Este modo de falla ocurre debido a la esbeltez de la pila. Las principales causas son la aplicación de una carga en la clave de uno de los arcos -suponiendo que éstos tienen dimensiones similares- o el descenso de un apoyo, como se ilustra en la figura 2.17.

Este mecanismo involucra varios tramos de la estructura y propicia la formación de siete rótulas, de las cuales tres se encuentran en el arco cargado, una en la pila y tres en el siguiente arco (figura 2.18).

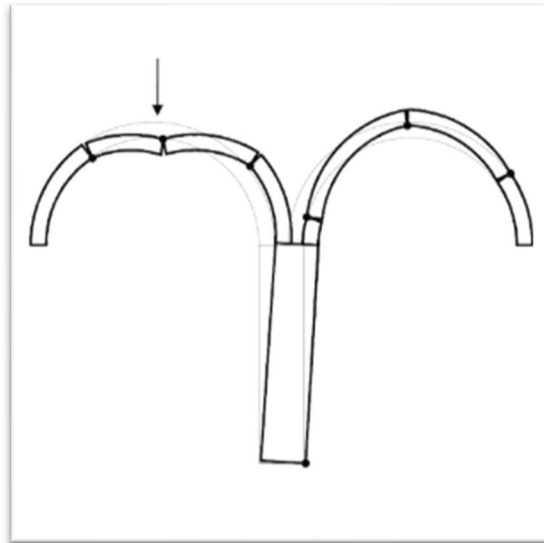


Figura 2.17- Falla por mecanismo de multiarco en el que se observa la formación de las siete rótulas, producida por una carga en la clave del arco (Espejo S., 2007).



Figura 2.18- Falla por el mecanismo de multiarco debida a la socavación (Brenchich, A., 2007).

Fallo mecanismo multiarco por transmisión de empujes horizontales.

Este tipo de falla tiene lugar cuando el material de relleno que se encuentra ubicado en el extradós es tan indeformable que permite la transmisión de cargas a través de él. Los arcos involucrados responden de manera independiente, formándose dos mecanismos de monoarco, como se aprecia en la figura 2.19.

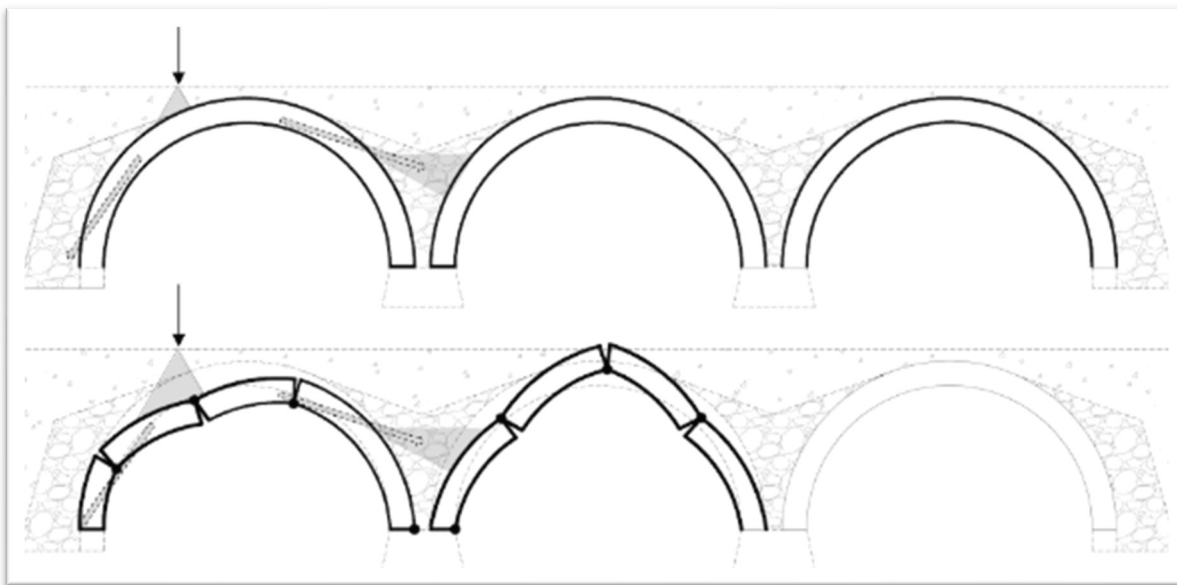


Figura 2.19- Fallo por formación de multiarco por transmisión de cargas horizontales a través del relleno (Espejo S., 2007).

Daños en cubiertas planas.

Otro de los sistemas de cubierta que fueron recurrentes en los edificios históricos fueron los construidos a base de elementos de madera. Aunque existen variantes para este tipo de cubiertas, a grandes rasgos constan de una serie de vigas de madera simplemente apoyadas en los muros y sobre las cuales se coloca el techo de ladrillo y relleno de tierra, como se aprecia en las figuras 2.20 y 2.21.



Figura 2.20- Cubierta plana con vigas de madera. (Meli R., 1998).

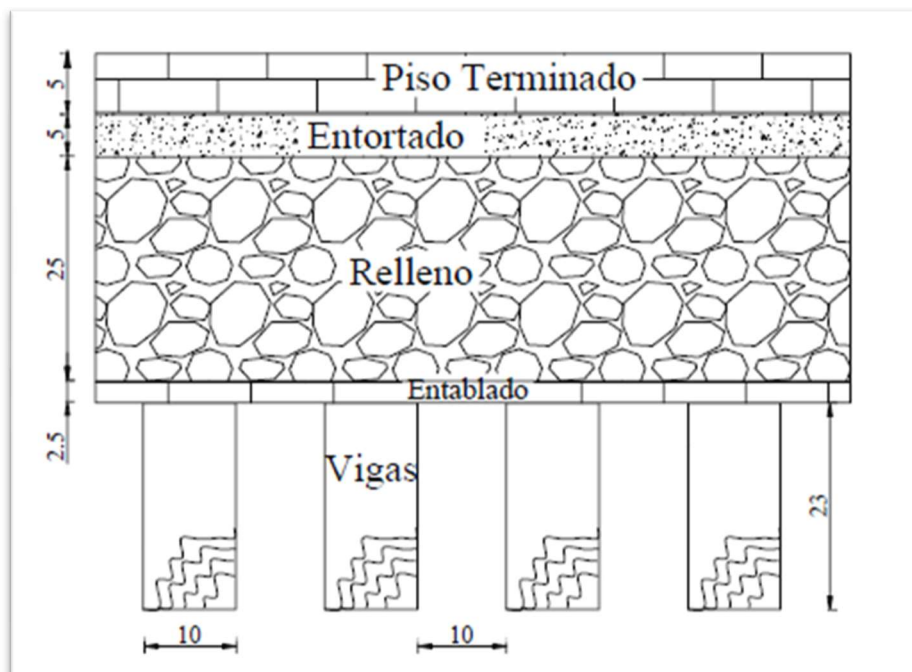


Figura 2.21- Esquema de un sistema de piso típico colonial (Peña, 2004).

Cuando las vigas son de madera se tienen grandes problemas debido a distintos fenómenos como la humedad, el ataque de hongos y bacterias, y el fuego. Este tipo de elementos, si no cuentan con un mantenimiento adecuado, pueden tener una vida muy limitada. En la figura 2.22, se muestra un ejemplo de una cubierta de este tipo como consecuencia de la humedad.



Figura 2.22- Daños en una estructura de madera debido al cambio de humedad dentro de un edificio histórico en la República Checa. (a) Grieta de contracción; (b) Deterioración del material (Hermankova V. et al, 2018).

El comportamiento de estos elementos bajo cargas verticales depende principalmente de que las vigas se encuentran simplemente apoyadas, por lo que su resistencia a la flexión es fundamental. Por otro lado, cuando su integridad se ve comprometida a causa de cargas laterales, la principal consideración que se debe de tener es que el sistema no se comporta como un diafragma rígido, lo que implica que las fuerzas de inercia serán transmitidas a los muros sobre los que se apoya y podría provocar una pérdida de longitud de apoyo de las vigas ante el eminente volteo de los muros (Rivera D., 1997). En la figura 2.23 se hace la distinción entre un diafragma rígido y otro que no lo es, tal como sucede con este tipo de cubiertas.

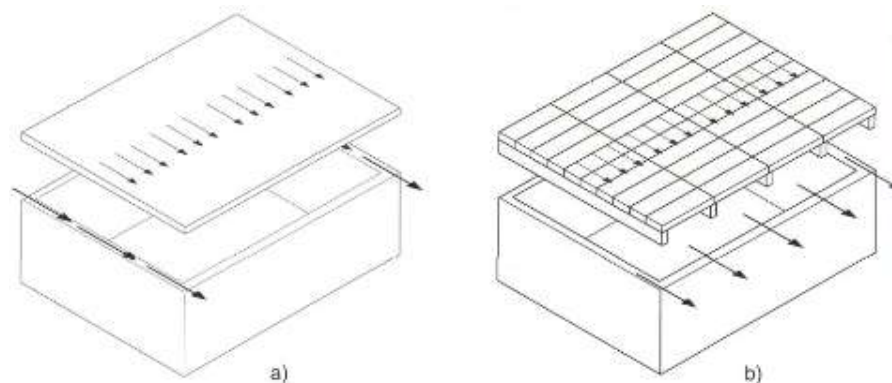


Figura 2.23 - a) Comportamiento de un sistema de piso que forma un diafragma rígido; b) Comportamiento de un sistema de piso que no forma un diafragma rígido. (Meli R., 1998).

2.5- Daños en torres de campanarios.

Las torres de campanarios son cuerpos que forman parte de los edificios históricos destinados al culto religioso, las cuales suelen ser vulnerables a la acción del sismo. Su comportamiento sísmico depende de algunos factores específicos, a saber: la esbeltez de la estructura, el grado de conexión entre sus muros, la posible existencia de estructuras adyacentes más pequeñas, o la presencia de elementos arquitectónicos esbeltos o frágiles en sus partes más altas. Su vulnerabilidad también se puede ver comprometida por daños de diversas naturalezas, por ejemplo, por las vibraciones inducidas por el movimiento de las campanas o a problemas en su cimentación (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2010).

La esbeltez es un parámetro muy variable; existen torres de dimensiones considerables y campanarios de gran esbeltez. Si las primeras pueden ser consideradas como construcciones masivas por sus grandes espesores de muros, las segundas pueden ser consideradas como estructuras monodimensionales y con un comportamiento de ménsula. Según Bazan y Meli (2003) si se cumple con la relación $H/L > 4$, la estructura podría ser considerada como extremadamente esbelta, lo que sucede con muchas de las torres de este tipo.

La conexión entre muros de una estructura de mampostería de este tipo sirve para garantizar que se comporta como una ménsula empotrada en su base, con una rigidez asociada a los muros como conjunto y no de manera individual. Las técnicas tradicionales para garantizar una apropiada conexión entre los muros son: el traslape alternado entre las hileras de los ladrillos (figura 2.24) y los encadenamientos metálicos.

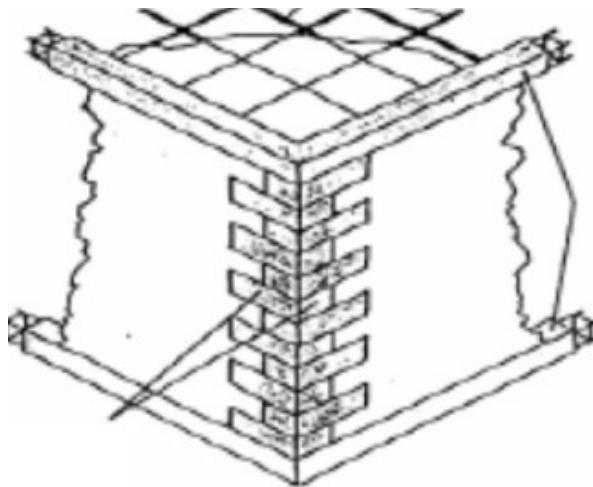


Figura 2. 24- Traslape entre los ladrillos de dos muros para generar una unión satisfactoria. (Marini A., 2015).

Existen los casos de torres o campanarios que tienen contacto con otros cuerpos de menor altura. Algunos casos típicos son los siguientes: campanarios incorporados o encolados a la iglesia, torres incorporadas de diversos modos al tejido urbano, torres incorporadas a muros (figura 2.25). La presencia de vínculos horizontales puede, según la cantidad, cambiar profundamente el comportamiento de la estructura, por una parte, limitando la esbeltez efectiva, y por otra creando rigideces y puntos de posible concentración de los esfuerzos (la observación de los daños en general ha demostrado que estas situaciones también causan daños significativos).

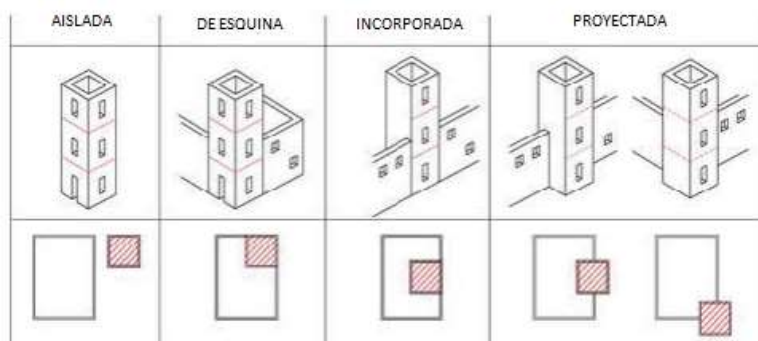


Figura 2. 25- Posición de torres en el contexto urbano. (Sepe et al, 2008).

Los mecanismos de daño y colapso de esta tipología de estructuras son múltiples y dependen de los siguientes factores: esbeltez, calidad de la mampostería y conexiones. En el caso de torres de toscas y achaparradas, encontramos fallas por cortante, mientras que cuando se tiene una calidad de mampostería pobre se observan lesiones verticales que parten del campanario y tienden a dividir a la estructura (figura 2.26).



Figura 2.26- Mecanismo de falla típico de un campanario bajo los efectos de un sismo y daños observados en Colima tras un sismo. (Meli R., 1998)

Estudios realizados en este tipo de estructuras con instrumentación sísmica han demostrado que se tratan de cuerpos particularmente sensibles, pues tienden a vibrar casi de manera independiente al del resto de la estructura a la que se encuentran incorporadas. De acuerdo con Rivera et al (2008), en la parte superior de las torres de campanario se pueden experimentar aceleraciones hasta siete y media veces mayor que aquellas que se presentan en la cimentación. Esta amplificación del movimiento en las partes altas, aunado a lo ya mencionado respecto a la calidad de los materiales de construcción, son las causas del daño y falla de estos elementos (figura 2.27)

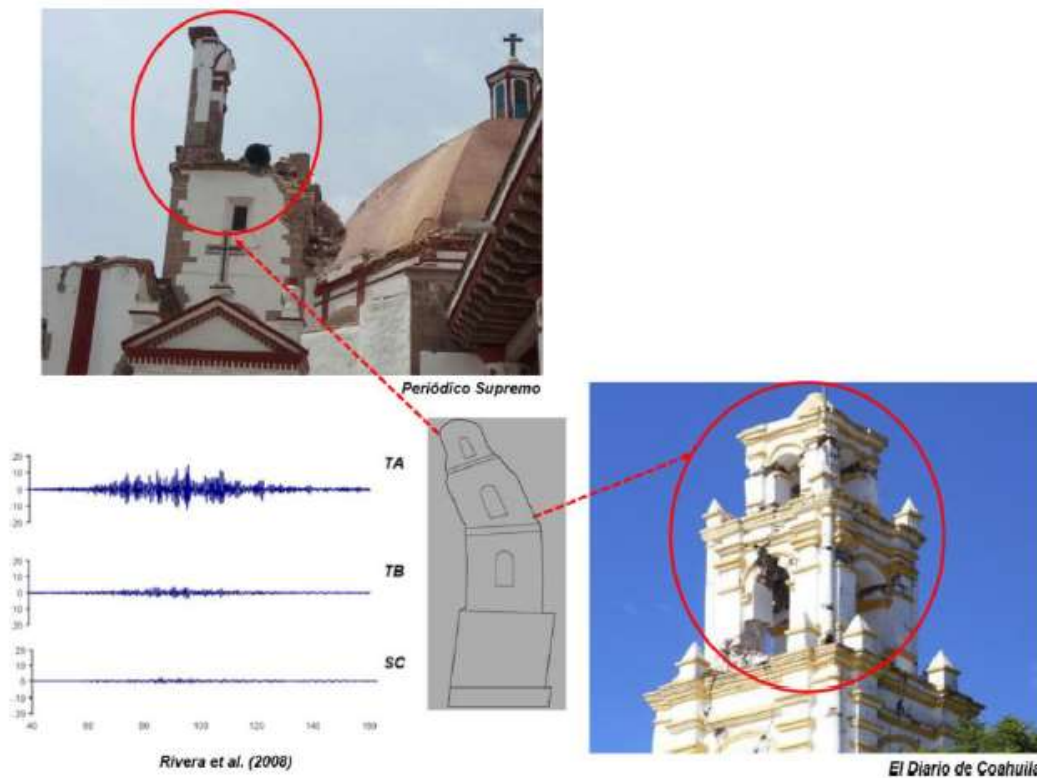


Figura 2.27 – Daños y falla en partes altas de torres de campanarios como consecuencia de la amplificación del movimiento (Rivera et al, 2019).

CAPÍTULO 3: CONCEPTOS BÁSICOS DE RESTAURACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.

3.1- Antecedentes.

Todas las intervenciones en los edificios históricos, tanto en lo concerniente a los trabajos de conservación como de restauración, implican un enfoque de tipo multidisciplinario, por lo que se tiene la necesidad de que participen historiadores, arquitectos, arqueólogos, restauradores del arte, ingenieros, entre otros. Con este enfoque se pretende establecer las mejores acciones para salvaguardar los valores intrínsecos y la seguridad del inmueble.

Ahora bien, se entienden como valores intrínsecos todo aquello que se podría perder, sea tangible e intangible, con la desaparición de un edificio histórico (Peña y Lourenço, 2012), por lo que usualmente se distinguen cinco:

- **Arquitectónico:** El estilo del edificio, su distribución de espacios, sus usos y modificaciones, que le otorgan un importante valor cultural.
- **Artístico:** En este aspecto se considera no sólo su valor arquitectónico, sino también otros elementos que pueden existir dentro de un edificio, como son: murales, pinturas, adornos, muebles, etc.
- **Económico:** Este tipo de edificios son frecuentemente vistos como unas de las atracciones principales de las ciudades donde se encuentran ubicados, por lo que su existencia y preservación genera beneficios económicos directos e indirectos.
- **Histórico:** El valor histórico de una edificación viene a ser definido por la época en la que fue construido, así como por todos aquellos hechos en los que sirvió de escenario. Haber sido residencia de un personaje importante o el lugar donde ocurrió un acontecimiento trascendente, por ejemplo, le confieren un valor especial.
- **Ingenieril:** Su valor cultural en materia ingenieril radica en observar los distintos materiales y procesos constructivos a los que se recurrió en un determinado momento histórico, además de su concepción estructural.

Por otro lado, es importante aclarar que este tipo de construcciones son especiales y no pueden ser tratadas como las modernas. Para que una construcción de esta naturaleza sea tratada con el debido respeto que se merece, es conveniente que sea valorada dentro del contexto cultural al que pertenece, y reconocida como un producto único de la tecnología específica de su tiempo y lugar. Por lo que examinarlas con Reglamentos de Construcción y de prácticas profesionales actuales resulta una equivocación; al considerar que el cumplimiento de los niveles de seguridad al que están sujetas las estructuras modernas, implica en muchas ocasiones la aplicación de medidas para favorecer su resistencia, tales

como el incremento de tamaño en las secciones; acciones que en realidad no siempre pueden tener lugar en las construcciones de tipo histórico, donde se tiene que mantener el principio de mínima intervención (ICOMOS, 2003).

Bajo esta concepción, se debe considerar que, en todo el trabajo de intervención en los edificios históricos, la eliminación o alteración de cualquier elemento arquitectónico será evitada en la medida de lo posible, mientras que la reparación será siempre preferida a la sustitución. De acuerdo con Peña y Lourenço (2012), en los trabajos de conservación no se deben de pasar por alto los siguientes principios:

- Respeto a la autenticidad estructural. Debido a que la concepción estructural es parte del valor cultural de una edificación, ésta debe de ser preservada, sin olvidar que gran parte de este valor viene a sí mismo definido por los materiales originales con los que se construyó.
- Mínima alteración o impacto. Se optará por las intervenciones que causen el menor daño o alteración a la edificación, siempre y cuando provean un nivel de seguridad adecuado.
- Compatibilidad. Los materiales originales, así como los nuevos materiales y los dispositivos técnicos que se utilicen en las intervenciones, deberán de coexistir de manera armoniosa. Esto se refiere a que al entrar en contacto los unos con los otros, no se propicie su deterioro (compatibilidad química) o se afecte su estabilidad.
- Reversibilidad y remoción. De preferencia, las medidas que se hayan seleccionado deben de ser reversibles, de tal manera que se pueda regresar al estado anterior de la estructura sin que esto implique ningún tipo de daño permanente. Este criterio, brinda a su vez la oportunidad de que algún tipo de refuerzo sea reparado, modificado o cambiado en el futuro.
- Monitoreo. Cualquier intervención deberá de ser supervisada y controlada durante su ejecución.

Otro aspecto que no se puede dejar desapercibido en la intervención de este tipo de edificios es el económico. Representa un reto el buscar un balance entre seguridad estructural y costo de la intervención, sin que el edificio pierda sus valores intrínsecos.

Por lo anterior, en este capítulo se revisarán los principales criterios de restauración que se usan en la conservación de los edificios históricos con base en los principales documentos que se han desarrollado al respecto. Dado que es importante que la ingeniería estructural se familiarice con los conceptos que se utilizan en la restauración, para a su vez relacionarlos adecuadamente con los de rehabilitación estructural y de esta manera proveer al inmueble del adecuado nivel de seguridad estructural sin poner en riesgo la pérdida de sus valores intrínsecos.

3.2- Criterios de restauración.

3.2.1- Conceptos.

A causa del enfoque multidisciplinario que conllevan las intervenciones en los edificios históricos, existe una necesidad de tratar de homologar los conceptos empleados por los diversos profesionistas responsables de ellas; no sólo para que exista una adecuada comunicación entre el grupo de trabajo, sino también para que se tenga bien definida la naturaleza y los alcances de cada una de las acciones a realizar.

En primer lugar, se tiene que tener claro que los edificios históricos forman parte del Patrimonio Cultural, es decir, del conjunto de bienes culturales que una sociedad hereda de las generaciones pasadas y que cuenta con la responsabilidad de conservarlo para poder transmitirlo a las futuras, y, más precisamente, del Patrimonio Cultural Arquitectónico, el cual podemos definir como todas aquellas edificaciones representativas de una civilización y de su particular momento histórico, y que reflejan importantes aspectos de ésta, como pueden ser sus ideologías, forma de vida, economía, tecnología, etc. El patrimonio arquitectónico se conforma de la materia física y del espacio arquitectónico, y frecuentemente se le concibe también como un monumento (Terán, 2004).

De acuerdo con Velázquez (1991), la Restauración es la disciplina encargada del cuidado y la supervivencia de los bienes culturales, y Terán (2004) distingue cuatro grados de intervención dentro de ella: Preservación, Conservación, Restauración y Mantenimiento.

La *Preservación* es el conjunto de todas aquellas medidas que se efectúan de manera continua para mantener al inmueble en buenas condiciones y prevenir su deterioro. Las acciones que forman parte de este grado de intervención anteceden a las de Conservación y Restauración.

La *Conservación* es la aplicación de todos aquellos procedimientos técnicos que tienen como finalidad evitar que los mecanismos que alteran a un edificio histórico puedan seguir haciéndolo, así como impedir que surjan nuevos deterioros en él.

La *Restauración*, como grado de intervención dentro de la disciplina que lleva el mismo nombre, se encuentra conformada por los procedimientos técnicos que tienen como objetivo restablecer la unidad de un bien cultural, respetando su historicidad y sin falsearlo.

El *Mantenimiento* se constituye de aquellas acciones que se emprenden una vez que han sido ya realizadas las labores de conservación o de restauración, y lo que se pretende con él es que la edificación intervenida no vuelva a deteriorarse.

Entre los tipos de intervención que se utilizan de manera más frecuente para lograr los objetivos planteados anteriormente, encontramos la liberación, la reestructuración, la integración, la reintegración, la consolidación y la reconstrucción.

La *liberación* es un tipo de intervención que se realiza con el propósito de eliminar o remover todos aquellos agregados, materiales y/o elementos que no pertenecen originalmente al inmueble. Entre las acciones que caen dentro de este tipo de intervención, están la limpieza, la eliminación de flora y fauna, y de intervenciones anteriores en caso de que se requiera.

La *consolidación* es un tipo de intervención que se encuentra estrechamente relacionada con la ingeniería estructural. Se recurre a la consolidación para otorgar solidez al edificio o a una parte de él, así como para frenar el deterioro de algunos de sus elementos o materiales. Dentro de las acciones de este tipo de intervención encontramos los apuntalamientos de distintos miembros, como son arcos, muros, cubiertas, la aplicación de materiales adhesivos o cementantes, la inyección de grietas y fisuras, los aplanados, etc.

La *reestructuración* es la intervención a través de la cual se le devuelve la estabilidad que la estructura ha ido perdiendo con el paso del tiempo.

La *reintegración* busca devolverle su forma o posición originales a los elementos que han sido deteriorados, desubicados o mutilados, para que éste pueda recuperar la unidad con el resto de la construcción.

La *integración* es una intervención que puede ser de carácter estético o estructural. Consiste en la adición de nuevos elementos para ayudar a conservar a la edificación o para completar aquellos que se han deteriorado con el transcurrir del tiempo. Los nuevos elementos podrán ser elaborados con materiales nuevos o similares a los originales, pero siempre deberá de poder distinguirse fácilmente la intervención de lo original.

En la *reconstrucción* se busca recuperar elementos de la edificación que se han perdido por completo a través de la construcción de nuevos. Al igual que en la integración, estos nuevos elementos deberán ser reconocibles de manera inmediata.

Todas estas labores de intervención deben de sustentarse y llevarse a cabo conforme a los principios teóricos de respeto a la historicidad, no falsificación, respeto a la pátina, conservación *in situ* y reversibilidad.

El *respeto a la historicidad* es el principio según el cual los espacios y características originales, pero también todas aquellas ampliaciones, remodelaciones y distintas etapas constructivas de la edificación, deben de ser tratadas con el mayor respeto.

El principio de *no falsificación* ya fue tratado en las intervenciones de reconstrucción e integración. Se refiere a que cuando sea necesaria la adición de un nuevo elemento, ésta se deberá de hacer de tal forma que dicho elemento sea reconocible pero que a la vez se logre generar una armonía con el resto de la edificación.

El *respeto a la pátina* está relacionado con el envejecimiento natural de los materiales de una construcción, por lo que es parte fundamental de ésta y de su valor histórico.

La *Conservación in situ* apela a la necesidad de mantener relacionados al edificio y a sus elementos con su lugar de origen.

El principio de *reversibilidad* se refiere a la implementación de técnicas y al uso de materiales e instrumentos que fácilmente puedan ser revertidas, de tal forma que cuando esto suceda, la edificación regrese a las condiciones que tenía antes de ser intervenida.

3.2.2- Restauración arquitectónica.

La *Restauración Arquitectónica* tiene por principal objeto salvaguardar el patrimonio arquitectónico que, como se mencionó anteriormente, se encuentra conformado por dos partes: el espacio arquitectónico y los materiales que lo delimitan.

La elección de los materiales que se utilizarán para la intervención resulta de crucial importancia. Es indispensable tener un buen conocimiento de los materiales y sistemas constructivos con los que se construyó el edificio a intervenir, así como su composición química y mineralógica con el fin de asegurar la compatibilidad entre los materiales nuevos y existentes; de igual manera, debe considerarse que muchos de los tratamientos, instrumentos o materiales que se han desarrollado más recientemente para ser empleados en la restauración, tienen un costo elevado y necesitan de mano de obra especializada, por lo que la utilización de materiales más “tradicionales” no sería una mala opción para obtener un resultado apropiado, sobre todo en país en vías de desarrollo que podrían no permitirse la implementación de técnicas novedosas.

Terán (2004) propone una metodología para la restauración arquitectónica en la que se atienden de manera satisfactoria muchos de los problemas que pudieran surgir en esta difícil empresa.

- El primer punto de esta metodología consiste en que la elección de los materiales y los sistemas constructivos debe de ser fundamental en todo el proceso de restauración.
- Se debe realizar una investigación histórica profunda del inmueble en la que se contemplen los materiales y técnicas con los que se construyó y las etapas de su evolución.
- Realización de levantamientos arquitectónicos en los que se evidencie el estado de sus espacios y de sus materiales, así como los efectos de alteración y los deterioros experimentados.
- Un análisis de las causas de alteración en el que se identifique mediante calas, pruebas de laboratorio u otros métodos, si éstas continúan o no en activo.
- Un diagnóstico del área dañada y de los tipos de alteración.

- Una evaluación respecto a si es posible eliminar o disminuir la causa de alteración, y una propuesta para lograrlo.
- Evaluar el tipo y grado de intervenciones que requiera el inmueble.
- Un proceso de investigación acerca de las distintas alternativas de materiales y/o técnicas para la restauración.
- Elección final del material o técnica a utilizar en la intervención, en la que habrán que contemplarse los principios teóricos de restauración, las condicionantes económicas, las condicionantes tecnológicas (mano de obra especializada, equipo, posibilidad de adquisición del material, factibilidad de aplicación, toxicidad del material, peligrosidad, compatibilidad de materiales, etc.), condicionantes de tipo jurídico y legal, condicionantes de tiempo, condicionantes climatológicas, y condicionantes sociales y culturales.

3.2.3- Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Históricas y Artísticas, (1972).

Vale la pena revisar algunos documentos tendientes a la preservación del patrimonio arquitectónico. En México, el principal documento dedicado a la protección de las construcciones históricas es la *Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Históricas y Artísticas*, expedida en el año de 1972.

En esta ley se define la importancia de la Secretaria de Cultura, del Instituto Nacional de Antropología e Historia y del Instituto Nacional de Bellas Artes y Literatura, que son los encargados, junto con otros institutos culturales y en coordinación con las autoridades estatales, municipales y particulares, de realizar campañas para fomentar el respeto a los distintos tipos de monumentos, además de ser los encargados de preservar el patrimonio cultural de la Nación.

De acuerdo al artículo 36 de esta ley, se estipula que los inmuebles construidos en los siglos XVI a XIX, destinados a templos y sus anexos; arzobispados, obispados y casas curales; seminarios, conventos o cualesquiera otros dedicados a la administración, divulgación, enseñanza o práctica de un culto religioso; así como a la educación y la enseñanza, a fines asistenciales o benéficos; al servicio y ornato públicos y al uso de las autoridades civiles y militares, son considerados como monumentos históricos.

Para que un monumento pueda ser considerado como tal, es necesario que se encuentre en el Registro Público de Monumentos y Zonas Arqueológicas e Históricas o en el Registro Público de Monumentos y Zonas Artísticas, según sea el caso.

De igual forma se señala que el Instituto competente proporcionará asesoría profesional en la conservación y restauración de los bienes inmuebles declarados

monumentos. Las obras de restauración y conservación realizadas en bienes inmuebles declarados monumentos, tendrá que ejecutarse según la autorización o permiso correspondiente, pues de lo contrario serán suspendidas por el Instituto competente.

3.2.4- Carta de Venecia (ICOMOS, 1964)

Tras la elaboración de la Carta Internacional Sobre la Conservación y Restauración de Monumentos y Sitios (mejor conocida como Carta de Venecia), que fue aprobada durante el segundo Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos, se fundó el Consejo Mundial de Monumentos y Sitios, conocido como ICOMOS por sus siglas en inglés (*International Council on Monuments and Sites*).

El Consejo Mundial de Monumentos y Sitios, se organiza en comités nacionales y en comités científicos internacionales formados por expertos de una determinada materia patrimonial de diversos países, y se encuentra ligado a la Organización de las Naciones Unidas (ONU) a través de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO).

ICOMOS es la única organización internacional no gubernamental que se dedica a difundir la aplicación de teorías, metodologías y técnicas científicas a la conservación del patrimonio arquitectónico y arqueológico.

La Carta de Venecia continúa ocupando un lugar preferencial, pues, a través de sus postulados, estableció los conceptos fundamentales y sentó las bases que posteriormente habrían de direccionar las técnicas y formas de proceder de los profesionistas involucrados en las actividades de conservación y restauración de monumentos históricos. Sin embargo, aun teniendo en cuenta su relevancia, no ha estado exenta de críticas; hay quienes la acusan, por ejemplo, de no tener un lenguaje preciso, que muchos de sus parámetros y definiciones fueron concebidos bajo la tradición europea y que por lo tanto no pueden ser aplicados a lugares como Latinoamérica; otros consideran que no profundiza lo suficiente en los edificios que han sido dañados por desastres naturales (López, 2016).

3.2.5- Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico (ICOMOS, 2003).

Otro documento importante de ICOMOS, sobre todo para los ingenieros civiles, son las *Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico*, publicadas en el International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage (ISCARSAH) en el 2003.

Estas recomendaciones se encuentran agrupadas en dos partes: principios y directrices. Los principios son los conceptos básicos para la conservación, mientras que las directrices son el conjunto de reglas y metodologías, recomendadas por la organización, para que las siga el proyectista. Únicamente los principios cuentan como un documento aprobado por ICOMOS.

Metodología para la intervención estructural.

La metodología realza el carácter multidisciplinario de los trabajos de intervención en las estructuras históricas, la cual se compone de cuatro partes:

- Obtención de datos: información e investigación.
- Comportamiento estructural.
- Diagnóstico y evaluación del nivel de seguridad estructural.
- Elección de la medida de intervención.

Obtención de datos: información e investigación.

En esta primera parte del proceso se evidencia el trabajo multidisciplinario, dado que se deberá recopilar información de tipo ingenieril, arquitectónico e histórico, conseguida a través de los múltiples métodos disponibles, como son la consulta de fuentes históricas, la inspección visual de la estructura, los ensayos de laboratorio e investigación de campo, y monitoreo.

La consulta de fuentes sirve para determinar la importancia cultural e histórica del edificio, lo que a su vez ayudará a formarse una idea acerca de su concepción e inferir su posible comportamiento estructural.

La inspección visual se llevará a cabo por un equipo especializado, que sea capaz de identificar los daños o deterioros de la construcción, determinar los efectos que actúan sobre ella, y tomar la decisión de adoptar medidas urgentes en caso de que existan riesgos inmediatos. La realización de planos que resulten como consecuencia de la inspección visual deberá hacer énfasis en los materiales utilizados y en la geometría de los elementos.

Los ensayos de laboratorio e investigación de campo son parte del análisis cuantitativo y su propósito es la determinación de las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los materiales. Es preferible la ejecución de pruebas no destructivas o semi-destructivas realizadas en in-situ.

El monitoreo puede tener diversos enfoques en los edificios históricos; su implementación tiene como objetivo registrar cambios en grietas, deformaciones y en la

temperatura, aunque también se recomienda para recabar datos cuando la estructura es afectada continuamente por agentes extremos, como pueden ser los hundimientos del suelo o los movimientos sísmicos.

Comportamiento estructural.

Lo más convencional para el estudio de los edificios históricos, es la elaboración de un modelo que pueda recrear, en la medida de lo posible, los daños que hayan tenido lugar a lo largo de su existencia y que influyan en su desempeño. Además de simular en las propiedades de los materiales el deterioro que pudieron haber sufrido por factores físicos, químicos o biológicos.

El Método de los Elementos Finitos es muy útil para la modelación y el análisis del comportamiento estructural, sin embargo, debido a la gran demanda de recursos computacionales que requiere, no siempre es una opción viable, por lo que los métodos simplificados gozan de buena reputación con este tipo de construcciones.

Cabe mencionar de igual manera la existencia de modelos físicos, aunque éstos no sean tan populares, ya que usualmente requieren de una gran inversión económica, no son tan rápidos y se tienen dificultades para replicar los materiales originales. Sin embargo, resultan de gran ayuda en las partes posteriores del proceso, donde se construyen modelos a escala cercana a la natural de determinados elementos para poder evaluar la eficacia de ciertas técnicas de refuerzo.

Diagnóstico y evaluación del nivel de seguridad.

El diagnóstico consiste en identificar las causas de los daños. Para realizar un buen diagnóstico, es menester que sea ejecutado por una persona o un grupo de personas que cuenten con niveles de experiencia e intuición apropiados.

La determinación del nivel de seguridad es la fase final del diagnóstico. Su objetivo es determinar si la estructura se encuentra en un estado aceptable.

Para cualquier valoración del nivel de seguridad, se deberán abarcar los siguientes pasos: análisis histórico, análisis cualitativo, enfoque analítico y enfoque experimental.

Lo que se busca con el análisis histórico es revisar la edificación, teniendo en cuenta su forma, las ideas bajo las que fue concebido, sus conexiones, sus materiales, y las acciones a las que ha estado sometida, para así, identificar las alteraciones que ha sufrido a lo largo del tiempo y que pudieron haber modificado su comportamiento estructural original.

El análisis cualitativo consiste en la comparación entre la estructura en cuestión y otras parecidas que hayan sido ya objeto de estudio. A través de dicha comparación, se pueden hacer extrapolaciones para determinar su comportamiento e inferir un nivel de seguridad.

El enfoque analítico arroja como resultados las conclusiones que se deducen a partir de los cálculos matemáticos de los métodos de análisis estructurales modernos. Sus complicaciones son las incertidumbres de los datos que podrían proporcionar resultados equivocados.

El enfoque experimental consiste en la realización de ensayos específicos en elementos aislados de la estructura para verificar su capacidad para resistir cargas de operación. Estas pruebas no pueden ser aplicadas en muchos casos.

3.3- Criterios de rehabilitación estructural.

Como se comentó anteriormente, la intervención de los edificios históricos requiere de un tratamiento especial en comparación con las construcciones modernas. En ese sentido, tratando de correlacionar los conceptos de intervención del patrimonio cultural arquitectónico con los empleados en la ingeniería estructural, se puede establecer que este campo de conocimiento de la ingeniería civil tiene una participación importante en los grados de intervención de los edificios históricos, como son: conservación y restauración; de igual forma, guarda una vinculación estrecha con los siguientes tipos de intervención: consolidación, restructuración, integración y reconstrucción, tal como se puede apreciar en el apartado sobre criterios de restauración.

Lo anterior hace notar la gran relación que existe entre la intervención de los edificios históricos y la ingeniería estructural. En consecuencia, es menester revisar los criterios que ofrece la rehabilitación estructural para devolver o mejorar el margen de seguridad estructural adecuado, a los edificios que han sufrido alguna afectación en su salud estructural, para con ello buscar consistencia con los principios de conservación y/o restauración del patrimonio arquitectónico.

3.3.1- Conceptos.

De acuerdo a las Normas para la rehabilitación sísmica de edificios de concreto dañados por el sismo del 19 de septiembre del 2017, de la CDMX, la rehabilitación estructural se concibe como el proceso de intervención estructural, ya sea para la recuperación de condiciones originales, o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales, con el propósito de que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños que se establecen en un Reglamento. Dentro de las acciones que se engloban dentro de la rehabilitación, encontramos la recuperación, el reforzamiento y la rigidización.

La recuperación tiene como objetivo recuperar la capacidad original de una determinada estructura a través del reemplazo o del mejoramiento de sus materiales o elementos que se encuentren dañados o deteriorados. El reforzamiento consiste en un aumento de la capacidad para resistir cargas de una estructura o de una parte de la misma,

mientras que la rigidización se refiere a las acciones destinadas a la reducción de los desplazamientos laterales ante acciones sísmicas mediante la adición o modificación de elementos estructurales.

3.3.2- Metodología para la intervención estructural.

La metodología presente en el documento al que se hace alusión consta de dos etapas: la evaluación y la rehabilitación propiamente dicha. El proceso de evaluación, a su vez, se divide en cinco etapas, que son:

- Inspección ocular detallada de la edificación.
- Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- Clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural o no estructural), según su severidad y modo de comportamiento.
- Estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- Determinación del nivel de cumplimiento de los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento.

Una vez realizado el proceso de evaluación, si se determina que las distorsiones máximas que presenta el inmueble son mayores a las admisibles, o si los elementos estructurales cuentan con daños intermedios o graves, se prosigue con el proceso de rehabilitación.

En los casos más graves, en los que se encuentra comprometida la estabilidad de la estructura, el primer paso para llevar a cabo el proceso de rehabilitación consiste en garantizar la misma a través de medidas tales como el apuntalamiento o la rehabilitación temporal, con el fin de proveer la resistencia y rigidez provisionales necesarias para que los trabajadores y encargados de los edificios puedan continuar desarrollando sus actividades. Cuando se ha alcanzado este primer nivel de seguridad, la rehabilitación puede conseguirse mediante la reparación, reforzamiento y/o rigidización de la estructura o sus elementos.

Entre las técnicas existentes para la reparación de elementos, encontramos la reparación de grietas con inyecciones de resinas o lechadas (fluidos a base de cementos hidráulicos) o con inserción de piezas metálicas como grapas, pernos, placas o barras, y la reparación de los daños ocasionados por la corrosión, la cual se consigue retirando los materiales afectados y colocando nuevos materiales con una permeabilidad menor que la de los anteriores.

Por otro lado, entre las acciones que comúnmente se emprenden para el reforzamiento o rigidización de un edificio, se tienen el encamisado de elementos de concreto o mampostería con mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero u con otros materiales, o bien la inclusión o retiro de muros cortante en el sistema estructural, así como la adición de contravientos, contrafuertes o aislamiento de base.

Todas las labores de rehabilitación estarán sujetas a inspecciones, controles de calidad y supervisiones con el fin de asegurar que el proyecto se ejecute conforme a las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales establecidos en su concepción.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

4.1- Antecedentes.

En todo trabajo de rehabilitación estructural es indispensable una evaluación de la seguridad estructural, para con ello fundamentar las acciones convenientes para reparar o reforzar el edificio. Sin embargo, para el caso de llevar a cabo la intervención de un edificio histórico, dígase conservación o restauración, la estrategia de evaluación estructural tendrá que ser distinta a la que se sigue en los edificios convencionales, debido a que se deben respetar los principios fundamentales de conservación de sus valores intrínsecos.

Por consiguiente, en este capítulo se van a revisar los métodos permitidos para estimar las propiedades mecánicas de los materiales de construcción. De igual forma, se comentará sobre el monitoreo de la estructura para tener una mejor calibración de los modelos que van a reproducir el comportamiento de la estructura ante diferentes condiciones de carga.

Debido a las dificultades inherentes a este tipo de edificaciones, como lo son la complejidad de su estructura, la heterogeneidad de sus materiales y el comportamiento no lineal de los mismos, es necesaria la utilización de métodos más poderosos que los convencionales para la correcta evaluación de las mismas; sin embargo, este tipo de métodos avanzados demandan una gran cantidad de tiempo y recursos, además de que la mayoría de los ingenieros de la práctica no están relacionados con ellos. Es por esto que se recurre a los métodos de evaluación estructural simplificados, los cuales no arrojan resultados tan contundentes ni confiables como los anteriores, pero permiten obtener una valoración rápida y preliminar del estado de un inmueble; si bajo esta valoración preliminar se encuentra que un edificio está en peligro, se requerirá de una evaluación más profunda con los métodos avanzados antes mencionados para llegar a una valoración final. De esta manera se justifica su aplicación y el tiempo que podrían consumir. Por estos motivos, también se comentarán aquí los métodos simplificados de evaluación de seguridad estructural, así como de vulnerabilidad sísmica que se han desarrollado, con objeto de que más ingenieros estructuralistas se involucren en este tipo de proyectos.

4.2- Evaluación de las propiedades mecánicas de los materiales.

Un problema que se enfrenta en los edificios históricos es la determinación de las propiedades mecánicas a emplear en los modelos, debido a que en la gran mayoría de este tipo de inmuebles los materiales son heterogéneos, Además se tiene la limitante de extracción de muestras en la estructura. Esta situación puede llevar a incertidumbres considerables en la modelación y a una evaluación errónea del comportamiento estructural.

Por otro lado, en la literatura especializada, se dispone de poca información sobre las propiedades mecánicas de los materiales. Se puede destacar el trabajo de Meli (1998), en el que se agrupan en una tabla algunos de los materiales utilizados de forma más común en las construcciones históricas, junto con sus propiedades mecánicas más relevantes (tabla 4.1).

Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de edificios históricos.				
Material	Peso Volumétrico t/m ³	Resistencia a compresión	Resistencia a cortante	Módulo de elasticidad
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
Resistencias y módulos, en kg/cm ² Las propiedades indicadas representan valores conservadores entre los encontrados en la literatura.				

Tabla 4.1- Tabla que muestra las propiedades mecánicas de algunos de los materiales de mampostería empleados en los edificios históricos (Meli R., 1998).

A continuación, se describen algunas técnicas para estimar las propiedades mecánicas de los materiales correspondientes a los edificios históricos.

4.2.1- Técnicas no destructivas.

Las técnicas no-destructivas son de gran importancia para poder realizar una evaluación in-situ de los edificios históricos. Estas pruebas se pueden realizar siguiendo varios propósitos, entre los que destacan los siguientes:

- La detección de elementos estructurales ocultos.
- Clasificación de los materiales.
- Evaluación más profunda del daño mecánico en estructuras que presentan agrietamientos.

- Identificación de la presencia de cavidades y defectos.
- Evaluación de la humedad.
- Identificación del desprendimiento de las superficies.
- Evaluación de algunas propiedades físicas y mecánicas.

Termografía o termovisión.

La termovisión es una técnica no-destructiva que desde hace mucho tiempo ha sido aplicada a las obras de arte y a los monumentos históricos. Está basada en los principios de transmisión de calor; a partir de la energía de un objeto, es posible obtener, en el rango de infrarrojos o de tonos de blancos y negros, la temperatura superficial del mismo (figura 4.1). La radiación es recogida por una cámara termográfica, la cual posteriormente se transforma en señales eléctricas. La información recopilada se muestra a través de termogramas: mapas térmicos donde cada color representa la temperatura de la superficie en ese punto, estableciendo así, según un rango de valores, las diferencias de temperaturas del objeto (Rodríguez C., et al, 2011).

La termovisión se utiliza para identificar áreas debajo del yeso u otros materiales similares que puedan ocultar anomalías constructivas, por lo que puede resultar muy útil para el diagnóstico. Otras aplicaciones pueden ser: el estudio de cavidades, la detección de distintos materiales, la detección de sistemas hidráulicos, la presencia de humedad (figura 4.2).

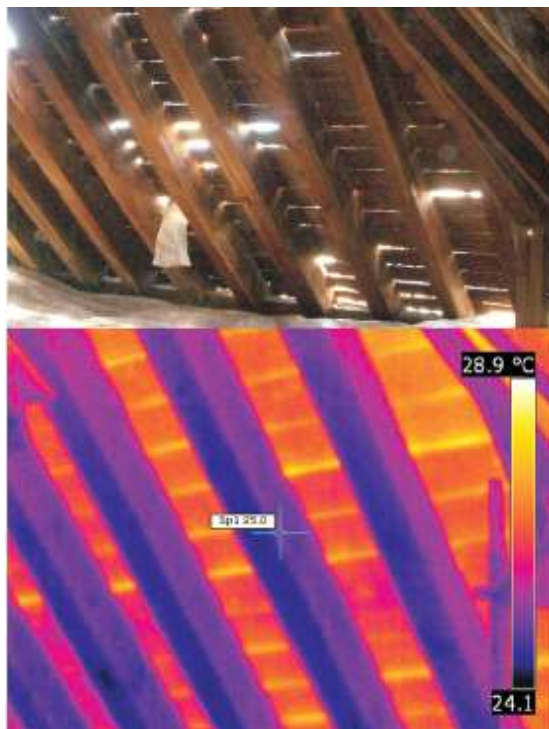


Figura 4.1- Termograma en una estructura de madera (Rodríguez C., et al, 2011).

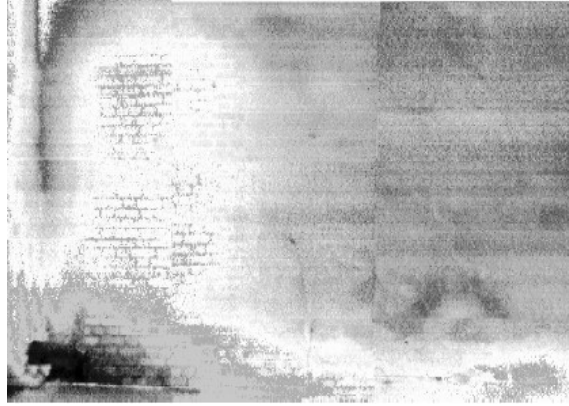


Figura 4. 2- Detección de humedad a través de la termovisión (Binda L. y Saisi A., 2009).

Prueba de ultrasonido.

Se denomina ultrasonidos a la aplicación de vibración de las partículas en una frecuencia superior a la que percibimos los seres humanos. La metodología de la prueba se basa en la generación de impulsos sónicos o ultrasónicos en un determinado punto de la estructura. Una onda elástica es generada, ya sea mediante la percusión o a través de un dispositivo electrodinámico o neumático (transmisor), y se recoge la información en un receptor, que usualmente es un acelerómetro y que puede ser colocado en diversas posiciones (Rodríguez C., et al, 2011).

A grandes rasgos, el método consiste en medir el tiempo que les toma a los impulsos recorrer la distancia entre el transmisor y el receptor. La prueba por lo general se realiza para calificar el material a través de la morfología de la sección, detectar la presencia de huecos y defectos, así como encontrar agrietamientos y patrones de daños.

Es importante resaltar que la velocidad del pulso sónico es característica de cada material y es imposible generalizar los valores. Las pruebas, entonces, tendrán que ser calibradas para los distintos tipos de materiales directamente en el sitio.

Georadar.

El georadar parece ser una de las técnicas más prometedoras surgidas en los últimos años, pero para que sea aplicada de manera correcta, necesita de una gran cantidad de estudios e investigaciones.

Entre las aplicaciones que tiene el radar, se encuentran las siguientes:

- Localizar la posición de grandes vacíos y la inclusión de distintos materiales (figura 4.3).
- Calificar el estado de conservación o daño de las paredes o elementos.

- Definir la presencia y el nivel de humedad.
- Detectar la morfología de las secciones a través de sus diferentes capas.

El método se basa en la propagación de cortos impulsos electromagnéticos, que son transmitidos hacia el material estudiado usando una antena bipolar. Midiendo el rango de tiempo entre cada emisión de las ondas y el eco, y conociendo la velocidad de la propagación en el medio, sería posible conocer la profundidad del obstáculo en el elemento. En la realidad, la velocidad es desconocida a causa de los cambios de un material a otro o por la presencia de vacíos. Además, la velocidad es mayor en elementos secos y menor en elementos húmedos.

La calibración es siempre necesaria en este tipo de pruebas; con ella se verifica que la señal emitida es lo suficientemente poderosa como para detectar el lado contrario del elemento y la velocidad de la onda. Este paso permite calibrar la relación entre las escalas de espacio y tiempo. Algunos dispositivos brindan directamente esta transformación estableciendo un valor para la constante dieléctrica del material. El valor es un promedio de las características de todos los materiales atravesados por la onda.

Entre las desventajas de este método se encuentra que sus resultados son muy difíciles de interpretar, por lo que se necesita de la colaboración de expertos. Se deben generar gráficas y otros tipos de esquemas que sean significativos para arquitectos e ingenieros (Binda L. et al, 2001).

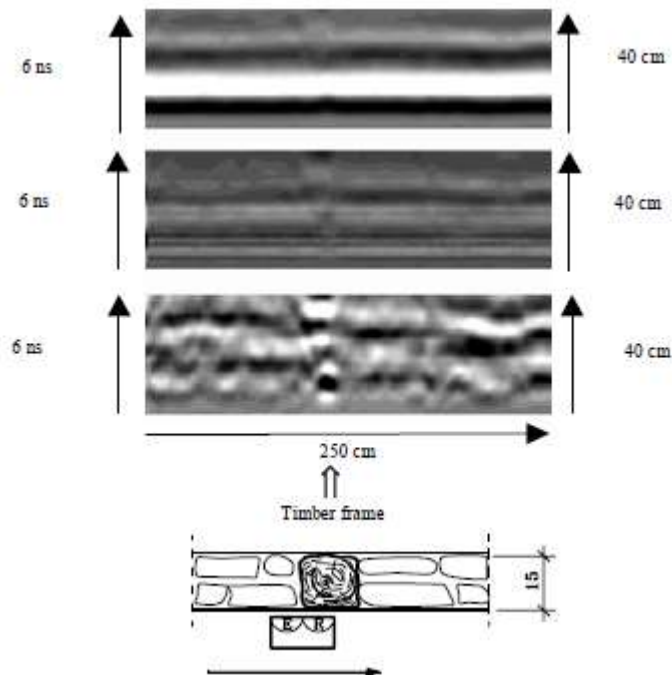


Figura 4.3- Localización de un elemento de madera dentro de un muro de mampostería (Binda L. et al, 1998).

Tomografía de radar y sónica.

La tomografía, que se ha utilizado para la medicina y otros campos del conocimiento, también resulta una herramienta útil para generar representaciones en dos o tres direcciones de las características físicas de un sólido. Esta técnica tiene un gran valor debido a la buena resolución de imágenes que se pueden obtener con ella (figura 4.5).

Se trata de una técnica computacional, en la que se utiliza un método iterativo para procesar una gran cantidad de información. El resultado de la tomografía es un mapa en el que se observa una propiedad de los materiales. Cuando se trata de una tomografía de *viaje en el tiempo* (TT), la cantidad a medir es el tiempo de viaje de la señal, y el mapa es una distribución de la velocidad de propagación dentro del objeto. Por otro lado, cuando se opta por la tomografía de amplitud, lo que se mide es la amplitud de la señal, y el mapa se relaciona con la distribución del coeficiente de absorción.

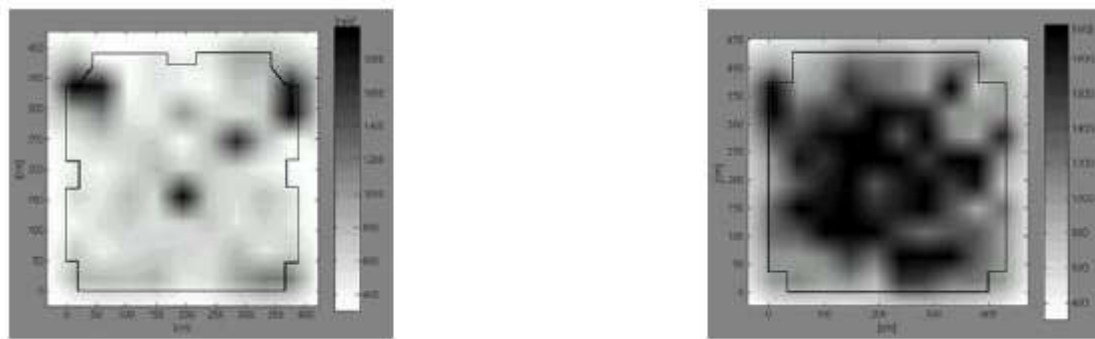


Figura 4.4 - Tomografía sónica aplicada a un pilar a distintas alturas (Saisi A. et al, 2001).

4.2.2- Técnicas ligeramente destructivas.

Estas pruebas se realizan para tener una mejor idea de la morfología y los componentes de un material.

En algunos casos es posible extraer núcleos o corazones del material en los puntos más representativos del elemento. Este proceso deberá efectuarse mediante un taladro rotatorio con punta de diamante. Esta operación es simple, pero tiene sus límites, ya que el material extraído tiende a perder su unidad, así que es casi imposible determinar la calidad de los materiales. Además, se puede insertar una pequeña cámara en los agujeros realizados para establecer una estratigrafía general de la sección.

Otras pruebas ligeramente destructivas a las que se puede recurrir son consideradas como técnicas que implican una penetración ligera, en las que se busca correlacionar la profundidad de la penetración con las propiedades mecánicas del material. Desafortunadamente, en el caso de los aglutinantes de la mampostería, por ejemplo, la correlación es imposible para hallar su verdadera resistencia, así que la calibración de estas pruebas resulta muy difícil (Binda L. y Saisi A., 2009).

Prueba del gato plano.

El método fue originalmente aplicado para determinar los estados de esfuerzos in-situ de la mampostería. Esta prueba se lleva a cabo practicando un pequeño corte e introduciendo un gato plano dentro del elemento que se quiere analizar. La evaluación del estado de esfuerzos se basa en que el material sufre una relajación de los esfuerzos causada por un corte perpendicular a la superficie del elemento; la liberación de esfuerzos se determina por un cierre parcial del corte: la distancia del corte es menor que la anterior. Es entonces cuando se introduce el gato plano en el corte y la presión incrementa gradualmente hasta recuperar la distancia medida inicialmente, lo que indicaría que se ha restablecido una condición de esfuerzos cercana a la original. El esfuerzo de compresión que actúa sobre el elemento se relaciona con la presión que fue necesaria aplicar en el gato para recuperar la distancia (figura 4.5).

También se puede realizar para determinar la curva esfuerzo-deformación del material. Para ello se producen dos cortes en el elemento que se pretende estudiar. En cada corte se inserta un gato plano, aplicando una presión igual en ambos, la cual va aumentando poco a poco. Al mismo tiempo se mide el acortamiento en la zona bajo esfuerzo. La curva esfuerzo-deformación se genera entonces con los datos así recabados, pudiendo llevarla hasta el nivel de producir agrietamientos o aplastamientos; a través de ella se puede definir el módulo de elasticidad del material y tener una idea de la resistencia.

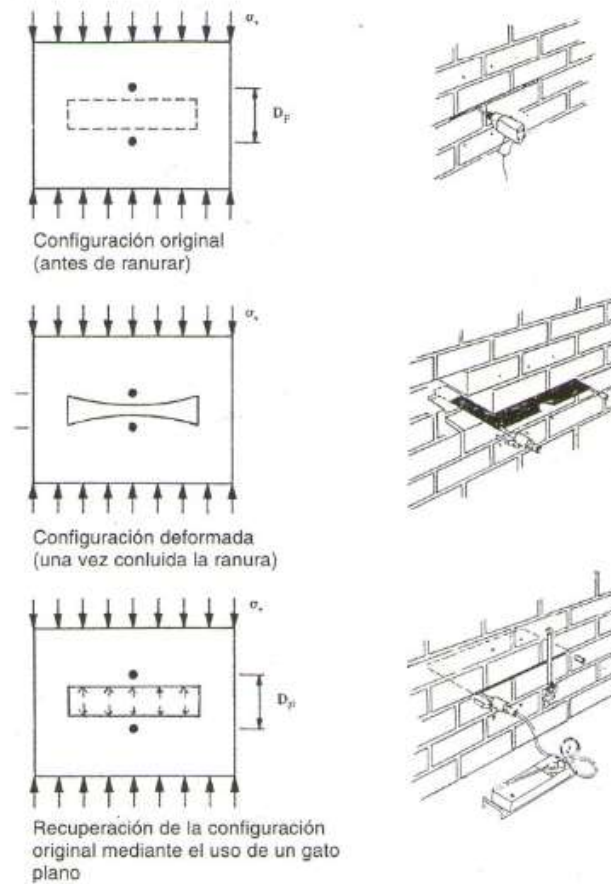


Figura 4. 5- Esquema de la técnica del gato plano en el que se muestran las tres etapas del proceso (Meli R., 1998).

4.3-Evaluación de las propiedades dinámicas de la estructura.

4.3.1- Instrumentación sísmica.

La instrumentación sísmica es una de las formas más efectivas de conocer las propiedades de la estructura; consiste en la colocación de acelerómetros en puntos estratégicos de la estructura con el fin de que se pueda recabar información respecto a las señales producidas por los movimientos sísmicos, la cual, una vez que ha sido procesada y analizada, otorga un mejor conocimiento acerca de la interacción suelo-estructura, el modo de vibrar de la estructura o de partes de ésta que pudieran generar un interés particular como son torres y fachadas, etc.

La aplicación de esta técnica es muy importante debido a que es una muy buena forma de validar los modelos analíticos. El inconveniente de este método es que requiere una instrumentación permanente durante un largo periodo de tiempo, por lo que no resulta una opción tan económica. Entre los ejemplos de aplicación se puede destacar el trabajo de Rivera et. al (2008), en el que gracias a la instalación de este tipo de instrumentos se logró evaluar la seguridad de un templo tan importante como es la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, lo que ayudó también a entender la respuesta dinámica de otras construcciones de este tipo.

4.3.2- Vibración ambiental.

Se desarrolló a partir de la dificultad de aplicar pruebas de vibración forzada; es decir, pruebas en las que se busca provocar una excitación a la estructura de manera controlada. La prueba de vibración ambiental consiste en medir las vibraciones sobre una estructura que se han generado a causa de distintos factores, como pueden ser el viento, el tráfico, los microsismos, la actividad humana, entre otros.

Para poder llevar a cabo las mediciones se colocan aparatos muy sensibles, llamados acelerómetros, en los puntos más representativos de la estructura. Estos aparatos captan las vibraciones –también llamadas señales–, enviándolas a través de cables a un digitalizador, que se encarga de convertirlas para que posteriormente lleguen a un registrador, el cual procesa y guarda la información, para que ésta sea interpretada con ayuda de algún software. Es importante que los acelerómetros se encuentren calibrados para que se tengan datos fidedignos.

Entre sus ventajas encontramos que es una prueba relativamente económica, ya que no necesita de una excitación artificial. Además de ser rápida y sencilla, pues puede ejecutarse sin que se vea afectado el uso normal de la estructura.

4.3.3- Modelos físicos.

La elaboración de modelos físicos, es decir, la réplica a escala de los edificios históricos o de alguna parte de ellos en específico, pueden servir para estudiar su comportamiento estructural.

Uno de los ensayos más comunes en laboratorio para estos modelos a escala es el de la mesa vibradora. La mesa vibradora, en general, consta de una plataforma, un sistema de control de movimiento de la plataforma, unidades de potencia hidráulica, sistemas de actuadores hidráulicos y apoyos, y de un sistema de captura de información (figura 4.6). El sistema de control de movimientos es el encargado de enviar comandos provenientes de la señal de excitación (acelerogramas o funciones en el tiempo) a los actuadores en términos de voltajes, para que éstos influyan en la plataforma con la magnitud de aceleración deseada.

En el trabajo de Chávez (2010), se puede ver comprobada la efectividad de este método de evaluación a través del ensaye de una réplica a escala 1:8 de un templo colonial típico en una mesa vibradora. El modelo se construyó basándose en los templos que se encuentran normalmente en la zona centro de México, en donde la actividad sísmica es frecuente. La réplica se encontraba constituida por una nave con cubierta abovedada de ladrillo en forma de cañón corrido, dos campanarios relativamente altos y esbeltos, y paredes de mampostería de piedras aglutinadas con un mortero de cal y arena, y fue sometida en la mesa vibradora a distintas intensidades de movimiento sísmico bajo tres escenarios distintos: el primero de ellos se trataba de un modelo original sin ningún tipo de refuerzo, en el segundo se reforzaron los campanarios a través de una malla electrosoldada y la nave por medio de tensores de acero en la dirección transversal, mientras que en el tercer caso se reforzaron las torres mediante un sistema de postensado vertical que abarcó la toda la longitud de los cuerpos y también se colocó una cadena de concreto perimetral en la bóveda. Los resultados que arrojó este trabajo fueron significativos, pues gracias a él se pudo comparar el desempeño de la estructura con y sin sistemas de refuerzo, demostrando que las técnicas utilizadas mejoran sustancialmente su comportamiento.

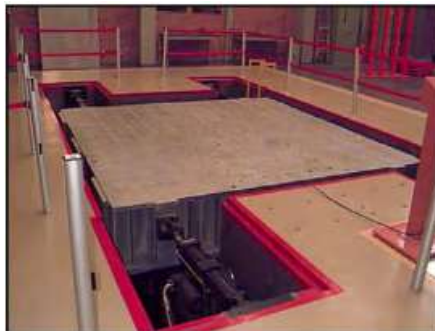


Figura 4. 6- Esquema Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Chávez M., 2010).

4.4- Métodos de análisis avanzados.

Dada la complejidad del sistema estructural que ofrecen este tipo de construcciones, es necesario usar métodos de análisis estructurales avanzados para evaluar su respuesta estructural y en consecuencia valorar su nivel de seguridad ante diferentes tipos de solicitaciones, tales como: carga vertical, sismo, hundimiento de terreno, entre otros. De acuerdo con Orduña, Peña y Roeder (2004), se cuenta con conocimientos y técnicas de análisis que permiten modelar numéricamente, y con gran precisión, el comportamiento de estructuras complejas, sin embargo, consideran que continúa siendo un desafío la consignación global del modelo del material dada la gran heterogeneidad que presentan en sus propiedades mecánicas.

De estos métodos, el que se considera más completo, pero requiere altos recursos computacionales, es el método de los elementos finitos (figura 4.7), que además tiene la ventaja de incorporar varios modelos constitutivos del material, como son: basados en la teoría de la plasticidad, conceptos de agrietamiento distribuido y mecánica del daño continuo, en donde, a partir de ecuaciones de flujo inelástico describen las condiciones cinemáticas, o de energía, en que se encuentra el medio continuo en el nuevo comportamiento ocasionado por el daño (Orduña, Peña y Roeder, 2004).

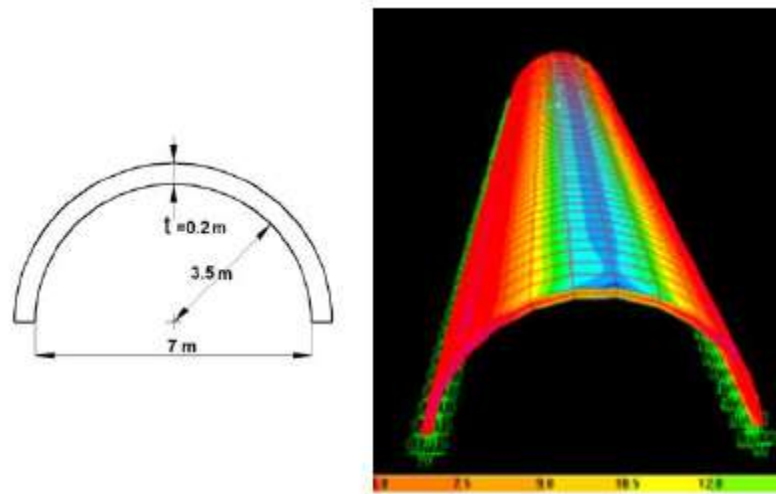


Figura 4.7- Modelo de elementos finitos de una bóveda corrida (Orduña, Peña y Roeder, 2004).

En los casos que se requiera una evaluación menos rebuscada y confiable de la capacidad de la estructura, pueden emplearse métodos de análisis como: elementos rígidos y análisis límites (Orduña, Peña y Roeder, 2004-b).

El método de los elementos rígidos puede ser empleado tanto en estructuras históricas formadas con bloques de piedra (columnas, esculturas, arcos griegos y romanos) como en construcciones de mampostería simple, pues tienden a fallar a través de la formación de “macro-bloques”. Por lo que mediante este tipo de modelación se pueden apreciar las partes agrietadas o colapsables (figura 4.8).

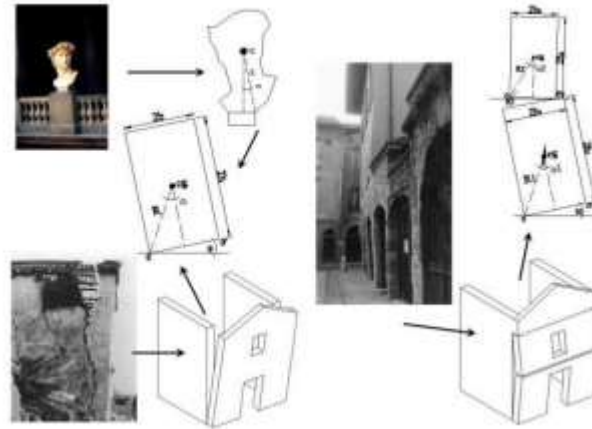


Figura 4. 8- Algunas estructuras en las que se puede utilizar el método de elementos rígidos. (Peña F., 2008).

Es un método utilizado en el estudio de medios discontinuos, pero puede ser considerado como semi-continuo, lo que significa que puede existir un movimiento relativo entre dos elementos (separación y deslizamiento), manteniendo las conectividades iniciales durante el análisis y existiendo una continuidad relativa y una relación entre los esfuerzos y las deformaciones.

Este método únicamente permite el análisis en dos dimensiones y no es muy conocido, por lo que no se cuenta con un programa comercial para su aplicación. Sin embargo, al compararse con otros métodos como el de elementos finitos, se aprecia que se ahorra una gran cantidad de tiempo, tanto en su elaboración como en su interpretación, y de recursos computacionales (Peña F., 2010)

El método de análisis límite con bloques rígidos resulta particularmente atractivo para la evaluación sísmica de las edificaciones históricas y para proponer un diseño de refuerzo, pues gracias a él se pueden conocer las capacidades de carga lateral y los mecanismos de falla para direcciones preestablecidas del movimiento telúrico.

En este método, la estructura se idealiza como un conjunto de bloques infinitamente rígidos que interactúan entre sí por medio de interfaces. Al igual que en el método de elementos rígidos, los bloques tienen tres grados de libertad (dos traslaciones y una rotación); transmiten además esfuerzos de tensión y de compresión, aunque son incapaces de soportar esfuerzos de tensión.

Lo que se espera es encontrar la carga última, el mecanismo de falla y los esfuerzos en los puntos críticos. Una de las ventajas que tiene es que para su realización basta con establecer los parámetros de resistencia del material (Peña F., 2008)

4.5- Métodos de evaluación simplificados.

Debido a la gran cantidad de tiempo y recursos computacionales requeridos para generar un modelo de elementos finitos adecuado para una construcción histórica, que implicaría entre otras cosas, tomar en cuenta la complejidad de la geometría que suelen presentar estas edificaciones, han surgido como una propuesta alternativa los métodos de evaluación simplificados. Estos métodos de análisis simplificados generalmente son utilizados para realizar una valoración preliminar del inmueble y determinar, de acuerdo con el resultado obtenido, si se habrá que recurrir a un método de análisis avanzado.

En lo que sigue se describirán algunos de los métodos simplificados encontrados en la literatura para evaluar la seguridad estructural de edificios históricos destinados al culto religioso, que, como se podrá notar, se disponen para evaluar el conjunto del edificio, la torre del campanario, y en particular, para estimar el nivel de vulnerabilidad sísmica al que pueden estar expuestos. De igual forma, se expone la aplicación de los mismos a través de ejemplos, en razón de que es parte del objetivo y alcance de esta investigación.

4.5.1- Edificios históricos destinados al culto religioso.

Rivera y Arce (2014) propusieron un método simplificado para realizar una evaluación preliminar rápida, con objeto de determinar si es suficiente con esta valoración o en su defecto amerita un análisis estructural avanzado.

Este método propone la evaluación a partir de la consideración de los siguientes aspectos claves:

- Capacidad de carga vertical de muros y columnas.
- Capacidad de carga lateral de muros.
- Desplomos de muros y columnas.
- Deformación angular en muros.
- Evaluación de esfuerzos en elementos de cubierta.

Capacidad de carga vertical en muros.

Para calcular la capacidad axial a compresión de muros y columnas, se toma la fórmula propuesta por el reglamento UBC para elementos de mampostería.

$$F_a = 0.20 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right] \quad (4.1)$$

donde:

F_a : Resistencia permisible a compresión del elemento.

f_m : Resistencia a compresión del material.

h : Altura del elemento.

t : espesor del elemento.

Capacidad de carga lateral en muros y columnas.

Para la evaluación de la capacidad sísmica de este tipo de edificaciones se sigue el método simplificado que en su momento propusieron las NTC-Sismo (2004).

El método es una comparación entre la capacidad de carga que tiene una estructura, que se obtiene a través de la suma de la totalidad de muros alineados en la dirección del análisis, y la fuerza sísmica que sobre ella actúa. El resultado es un cociente que representa el Factor de Seguridad; para que la seguridad del edificio esté garantizada, dicho factor de seguridad deberá ser mayor a la unidad (ecuación 4.2).

$$FS = \frac{V_R}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw} \quad (4.2)$$

donde:

FS : Factor de seguridad.

V_a : Fuerza lateral total impuesta por el sismo.

V_R : Capacidad de carga de la estructura en la dirección analizada.

A_m : Área transversal del muro.

V_m : Resistencia a cortante de la mampostería.

w : Peso total del edificio.

c : Coeficiente sísmico.

Desplomo de muros y columnas.

A causa de los hundimientos diferenciales del terreno, los muros y columnas pueden experimentar una pérdida en su verticalidad. Con el fin de que no ocurran incidentes graves como el volteo o que los valores de los esfuerzos no alcancen la resistencia del material, se debe de verificar que el ángulo de desplomo de estos elementos se halle dentro de los valores permisibles (ecuación 4.3). Para estos motivos, se cuenta con la ecuación de Heyman, según la cual el ángulo de inclinación permisible será aquel que se forme entre el eje axial del muro y la resultante del peso propio, en donde, ésta a su vez deberá pasar por el tercio medio del espesor del muro, como se ilustra en la figura 4.9 (Calladine, 1992).

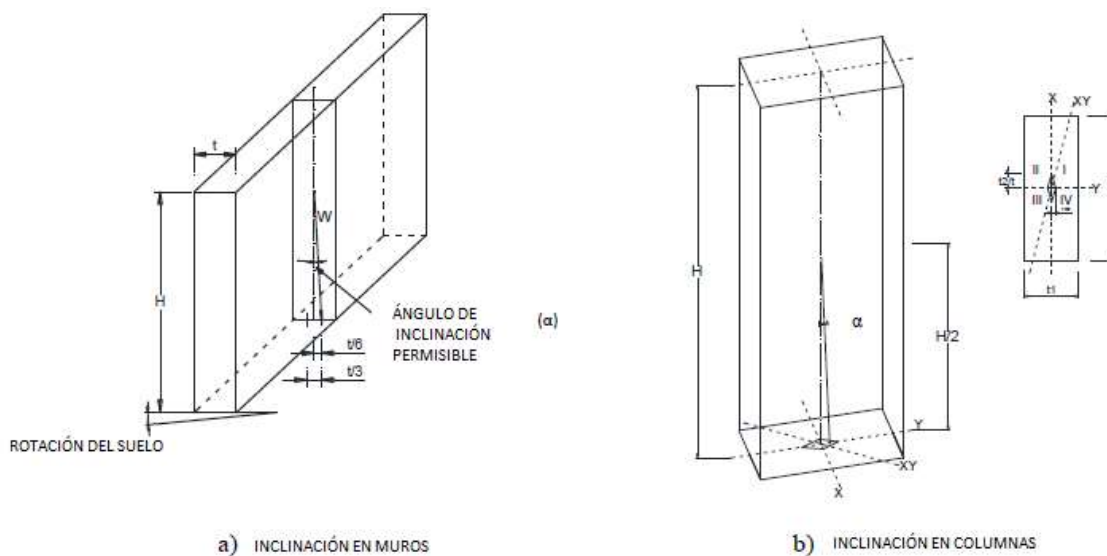


Figura 4.9– Ángulo de inclinación permisible según Heyman.

$$\tan \alpha = \frac{1}{3} \frac{t}{H} \quad (4.3)$$

donde:

α : Ángulo de inclinación permisible.

t: espesor del muro o base de la columna.

H: Altura del muro o columna.

Deformación angular permisible en muros.

La deformación angular en este tipo de muros suele ocurrir por los hundimientos diferenciales del terreno. Se observa su valor a través de la relación del hundimiento del terreno y la longitud del muro (distorsión). Una forma de constatar que está sucediendo este fenómeno es por medio de los agrietamientos en los muros, por lo tanto, para que se garantice la seguridad estructural del elemento, los valores de deformación deben de mantenerse por debajo de aquellos que implicarían la presencia de agrietamientos considerables.

Según algunas pruebas de laboratorio que se han llevado a cabo en construcciones históricas típicas de la Ciudad de México, se ha demostrado que con una distorsión de $1/2000$ el material desarrolla el 50% de su resistencia al esfuerzo cortante.

Evaluación de esfuerzos en elementos a cubierta.

A través de las ecuaciones básicas que definen los esfuerzos en la membrana, se pueden estimar los esfuerzos actuantes en bóvedas semiesféricas y cúpulas. Para evaluar la magnitud de las fuerzas meridionales, T , es necesario calcular el radio meridiano, R , y el ángulo, ϕ , que forma el radio, en el punto de interés, con la vertical tal como se muestra en la figura 4.10, donde a y f son la base del radio y flecha de la bóveda, respectivamente. De donde se derivan las ecuaciones 4.4 y 4.5.

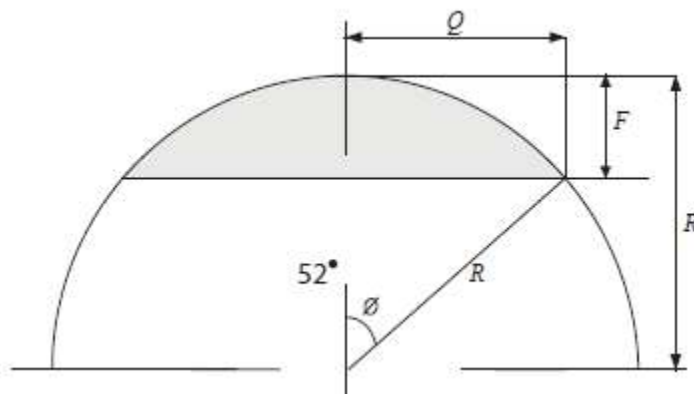


Figura 4.10- Datos geométricos que actúan en una bóveda semiesférica rebajada (Rivera y Arce, 2014)

$$R = \frac{a^2 + f^2}{2f} \quad (4.4)$$

$$\text{Sen}\phi = \frac{a}{R} \quad (4.5)$$

donde:

a: Radio de la base.

f: Flecha de la bóveda.

R: Radio meridiano.

ϕ : Ángulo que forma el radio en el punto de interés con la vertical.

Conocido el peso propio por unidad de área de la bóveda, W, la fuerza meridional por unidad de paralelo, T, queda definida por la ecuación 4.6:

$$T = \frac{WR}{1 + \text{Cos}\phi} \quad (4.6)$$

$$\text{Si } \phi = 0^\circ, \text{ entonces } T = \frac{WR}{2}$$

$$\text{Si } \phi = 90^\circ, \text{ entonces } T = WR$$

donde:

T: Fuerza meridional por unidad paralelo.

W: Peso por unidad de área de la bóveda.

La fuerza anular, H_o , definida por unidad de meridiano queda expresada por la ecuación 4.7. Los esfuerzos anulares pueden ser de compresión y de tensión, para conocer dónde se provoca el cambio de signo es necesario determinar el plano neutro, el cual se obtiene haciendo $H_o = 0$; de esta manera se obtiene que el ángulo donde se encuentra dicho plano es $\phi = 51.49^\circ$

$$H_o = WR \left(\frac{\text{Cos}^2\phi + \text{Cos}\phi - 1}{1 + \text{Cos}\phi} \right) \quad (4.7)$$

$$\text{Si } \phi = 0^\circ, \text{ entonces } H_o = \frac{WR}{2} \quad \text{Comprensión en la clave}$$

$$\text{Si } \phi = 90^\circ, \text{ entonces } H_o = -WR \quad \text{Tensión en el arranque}$$

donde:

H_o = Fuerza anular por unidad de meridiano.

Plano neutro cuando $H_o=0^\circ$, es decir, cuando $\phi = 51.49^\circ$

En el caso de las cúpulas, las fuerzas meridionales y anulares son afectadas por la presencia de la abertura que realiza en claves para permitir una mejor iluminación al interior del templo. Con las siguientes expresiones se considera este efecto:

$$T = WR \frac{\cos\phi_0 \cos\phi}{\text{sen}^2\phi} \quad (4.8)$$

$$H_o = WR \left(\cos\phi - \frac{\cos\phi_0 \cos\phi}{\text{sen}^2\phi} \right) \quad (4.9)$$

Formato de evaluación.

A partir de los criterios simplificados recién descritos, se crea el formato de evaluación que se muestra en la tabla 4.2. En dicha tabla se otorga una calificación mediante el índice de seguridad (I_i) de acuerdo con las condiciones de seguridad presentes en cada uno de los conceptos:

$I_i = 1$, si las condiciones de seguridad son favorables

$I_i = 2$, si las condiciones de seguridad están al límite

$I_i = 3$, si las condiciones de seguridad son desfavorables

El índice de seguridad final (I_F), que se muestra en la ecuación 4.10, corresponde a la evaluación final de la seguridad estructural, y se interpreta de la siguiente manera: si el edificio presenta cinco conceptos con condiciones de seguridad favorable y un concepto con condición de seguridad al límite, entonces $1.00 \leq I_F \leq 1.20$, y se cataloga como *edificio seguro*; cuando una construcción cuenta con por lo menos dos conceptos con condiciones de seguridad desfavorables, entonces $1.20 \leq I_F \leq 2.30$, y se considera que es un *edificio con precaución*; mientras que cuando el edificio cuenta con cuatro conceptos con condición de seguridad desfavorable, $2.30 \leq I_F \leq 3.00$, y se dictamina como *edificio peligroso*.

$$I_F = \frac{\sum I_i}{6} \quad (4.10)$$

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD
<p>Capacidad de carga vertical de muros (Fa)</p> $Fa = 0.20 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right]$	<p>Si $Fa > \sigma_a, I_i = 1$ Si $Fa = \sigma_a, I_i = 2$ Si $Fa < \sigma_a, I_i = 3$</p> <p>σ_a es el esfuerzo actuante en el muro</p>
<p>Evaluación sísmica</p> $F_{sx} = \frac{V_{Rx}}{V_a}; F_{sy} = \frac{V_{Ry}}{V_a}$	<p>Si F_{sx} y $F_{sy} > 1, I_i = 1$ Si F_{sx} ó $F_{sy} = 1, I_i = 2$ Si F_{sx} ó $F_{sy} < 1, I_i = 3$</p> <p>F_{sx} factor de seguridad en x F_{sy} factor de seguridad en y</p>
<p>Inclinación permisible en muros (α)</p> $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3} \frac{t}{H} \right)$ $\Delta PERM = H \text{sen} \alpha$	<p>Si $\alpha > \alpha_a, I_i = 1$ Si $\alpha = \alpha_a, I_i = 2$ Si $\alpha < \alpha_a, I_i = 3$</p> <p>$\alpha_a$ es la inclinación presente en el muro</p>
<p>Deformación permisible en el muro (γ_p)</p> $\Delta = \gamma_p \quad L = \frac{1}{2000}$ $\Delta = \gamma_{cr} \quad L = \frac{1}{1000}$	<p>Si $\gamma_p > \gamma_a, I_i = 1$ Si $\gamma_p = \gamma_a, I_i = 2$ Si $\gamma_p < \gamma_a, I_i = 3$</p> <p>$\gamma_a$ es la deformación angular presente en el muro</p>
<p>Esfuerzos en elementos de cubierta curva</p> <p>-Esfuerzo meridional (T, compresión)</p> $T = WR \frac{\text{Cos} \phi_0 \text{Cos} \phi}{\text{Sen}^2 \phi}$ <p>-Esfuerzo anular (Ho, tensión)</p> $Ho = WR \left(\text{Cos} \phi - \frac{\text{Cos} \phi_0 \text{Cos} \phi}{\text{Sen}^2 \phi} \right)$	<p>Si T y $Ho < Rm, I_i = 1$ Si T ó $Ho = Rm, I_i = 2$ Si T ó $Ho > Rm, I_i = 3$</p> <p>Rm es la resistencia del material</p>
<p>Nivel de daño observado</p>	<p>Si Daño ligero, $I_i = 1$ Si Daño moderado, $I_i = 2$ Si Daño grave, $I_i = 3$</p>

Tabla 4.2- Formato de evaluación del índice de seguridad final.

Ejemplo 1: Catedral Metropolitana de la Ciudad de México.

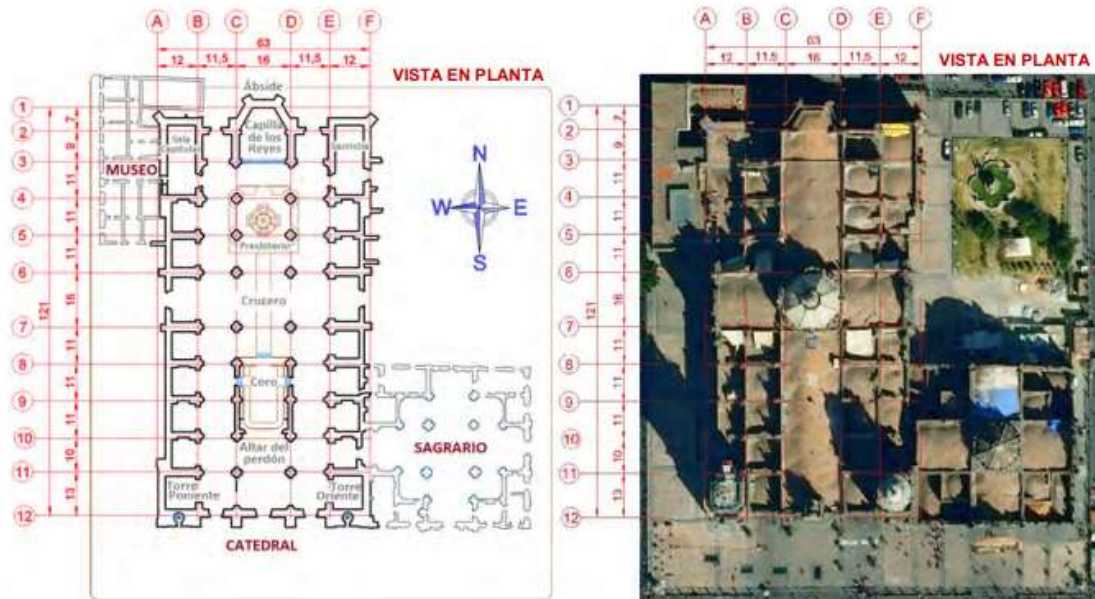


Figura 4.11– Vista en planta de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México (Basurto B., 2017).

Descripción del edificio.

La Catedral Metropolitana de la Ciudad de México es uno de los edificios más emblemáticos no sólo del país, sino también de todo Latinoamérica, por lo que es considerada como Patrimonio de la Humanidad desde 1987.

Su construcción comenzó en el año de 1573, durante los primeros 42 años, se realizó la cimentación, se levantaron los muros exteriores y transversales, y además se erigieron todas las columnas. De 1653 a 1660 se construyó la bóveda definitiva de la nave principal, y en 1667 se concluyó el interior del templo, las bóvedas centrales y la cúpula. Durante el siguiente siglo se finalizó la construcción de los seis contrafuertes de la fachada principal y se comenzaron las torres en el año de 1787, hasta que, finalmente el 17 de junio de 1813, 240 años después de iniciadas las labores, el templo quedó concluido y se declaró como el máximo de la Nueva España y de la América, por sus proporciones y fastuosidad (Peña F., 1995; Rivera D., 2000). La Catedral tiene una forma de cruz latina que se orienta de norte a sur y cuenta con 121 m de largo, 63m de ancho y 61 m de altura. El templo se divide en cinco naves: una central, dos de tránsito y otras dos cerradas y divididas por capillas que terminan el edificio por los costados (Rivera D., 2000; Basurto B., 2017). En la figura 4.11 se muestra una vista en planta del edificio.

Material	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Peso Volumétrico (ton/m ³)	Módulo de Elasticidad (ton/m ²)	Módulo de Poisson	Masa (ton-seg ² /m ²)
Cantera. Columnas (0 a 13.52 m.)	252.00 a 327.00	2.00	1'500,000	0.30	0.2038
Cantera. Columnas y arcos	80.51 a 112.96	2.00	400,000	0.25	0.2038
Mampostería. Bóvedas, cúpulas y muros	30.00	1.60	300,000	0.20	0.1654
Mampostería. Cimentación	40.00	1.60	350,000	0.20	0.1654
Concreto. Losa de feligresía	100.00	2.40	1'400,000	0.15	CERO

Tabla 4.3- Propiedades mecánicas de los materiales presentes en la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México

La nave principal cuenta con una bóveda cilíndrica que descansa sobre arcos y que está interceptada por bóvedas cónicas transversales para formar los lunetos (Rivera, 2000).

Dentro del edificio existen treinta y seis columnas. Veinte de ellas se encuentran adosadas a los muros, constituyendo solamente semicolumnas. Las columnas restantes se encuentran aisladas; a los 13.5 m reciben los arcos de las naves laterales y después suben hasta los 19.28 m para sustentar los arcos de la nave central (Meli y Sánchez, 1993; Peña F., 1995).

El principal material utilizado en la construcción se trata de una mampostería heterogénea constituida por piedra basáltica y tezontle, que se aglutinan mediante un mortero de arena y cal. Se trata de un material que resulta más ligero que la mampostería normal y que cuenta con una resistencia a la compresión elevada y una resistencia a la tensión mayor que la de la mampostería de ladrillo. Su composición varía según cada elemento; en los muros, por ejemplo, predomina el tezontle con la presencia de unas pequeñas piedras, mientras que en las bóvedas el material es muy ligero, con la disminución del tamaño de las piedras de tezontle y la desaparición de las piedras de basalto denso (Peña, 1995). En la tabla 4.3 se muestra resumidas éstas y algunas otras propiedades mecánicas de los materiales empleados.

Uno de los principales problemas por los que se ha visto afectada la Catedral Metropolitana desde etapas tempranas en su construcción es la presencia de hundimientos diferenciales, debidos a que el edificio se encuentra desplantado sobre arcillas altamente compresibles, por lo que se han llevado a cabo múltiples intervenciones para tratar de remediar la situación, algunas de las cuales serán analizadas más adelante en esta investigación.

Aplicación del método.

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga vertical de muros (Fa)	$Fa = 0.20 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right]$ $Fa = 0.20 (35) \left[1 - \left(\frac{1387}{42(150)} \right)^3 \right]$ $Fa = 6.93 \text{ kg/cm}^2$	<p>El mayor esfuerzo actuante en un muro es de $\sigma_a = 5.27 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo con Peña (1995), por lo que es inferior a Fa.</p> <p>Entonces $I_i = 1$</p>

Tabla 4.4.1 - Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Catedral Metropolitana (Capacidad de carga vertical de muros).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga lateral (Evaluación sísmica)	$FS = \frac{V_R}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw}$ $FS_x = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{36761.92}{25970} = 1.42$ $FS_y = \frac{V_{Ry}}{V_a} = \frac{29703.51}{25970} = 1.14$	<p>Se tiene un buen factor de seguridad en ambas direcciones, por lo que $I_i = 1$</p>

Tabla 4.4.2 - Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Catedral Metropolitana (Capacidad de carga lateral- Evaluación sísmica).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Inclinación permisible en columnas	$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3} \frac{t}{H} \right)$ $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3} * \frac{2.25}{19.30} \right)$ $\alpha = 2.22^\circ$ $\Delta PERM = H \text{sen} \alpha$ $\Delta PERM = 13.87(0.0388)$ $\Delta PERM = 0.54m$	<p>La columna puede tener una pérdida de verticalidad de hasta 54 cm y aun así considerarse como estable.</p> <p>De acuerdo con Peña (1995), el grado de inclinación es del orden de 1°, por lo que no es mayor que el permisible. Entonces, $I_i = 1$</p>

Tabla 4.4.3 - Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Catedral Metropolitana (Inclinación permisible en columnas).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Deformación angular permisible de muro (γ_p)	<p>-Asentamiento permisible ($\Delta = \gamma p$)</p> $L = \frac{1}{2000}(1387\text{cm}) = 0.69\text{ cm}$ <p>-Inicio de daño ($\Delta = \gamma cr$)</p> $L = \frac{1}{1000}(1387\text{cm}) = 1.39\text{ cm}$	El asentamiento permisible sería de 0.69 cm y se empezarían a generar agrietamientos a partir de los 1.39 cm. Incluso después de las intervenciones que se han realizado para corregir el problema, el edificio sigue contando con asentamientos importantes, por lo que $I_i = 3$

Tabla 4.4.4 - Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Catedral Metropolitana (Deformación angular permisible de muro).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Esfuerzos en elementos de cubierta curva	<p>-Esfuerzo meridional (T)</p> $T = \frac{WR}{1 + \cos\phi}$ $T = \frac{\left(1.6 \frac{t}{m^2}\right) \left(\frac{7.5^2 + 2.3^2}{2(2.3)}\right)}{1 + \cos(34.10)}$ $T = 11.70\text{ t/m}$ <p>Para evaluar el esfuerzo meridional, la fuerza por unidad de paralelo, T, se divide entre el espesor de la cubierta</p> $T = \frac{11.54\text{ t/m}}{1\text{ m}} = 11.70\text{ t/m}^2$ <p>- Esfuerzo anular (Ho)</p> $H_o = WR \left(\frac{\cos^2\phi + \cos\phi - 1}{1 + \cos\phi} \right)$ $WR \left(\frac{\cos^2(34.10) + \cos(34.10) - 1}{1 + \cos(34.10)} \right)$ $H_o = 6.02\text{ t/m}$ <p>Para evaluar el esfuerzo anular en la clave, la fuerza por unidad de paralelo, H_o, se divide entre el espesor de la cubierta</p> $H_o = \frac{6.02\text{ t/m}}{1\text{ m}} = 6.02\text{ t/m}^2$	Los esfuerzos meridionales y anulares 1.17 kg/cm ² y 0.6 kg/cm ² son bajos si se comparan con la resistencia a la compresión que considera Peña (1995) para la mampostería utilizada en la bóveda de este edificio, la cual es de 35 kg/cm ² , y la resistencia a tensión como una décima parte de ésta. Por lo que $I_i = 1$

Tabla 4.4.5 - Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Catedral Metropolitana (Esfuerzos en elementos de cubierta curva).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Nivel de daño observado	Como consecuencia de los recientes sismos se observan algunos daños en la Catedral.	$I_i = 2$

Tabla 4.4.6 - Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Catedral Metropolitana (Nivel de daño observado).

Conclusión.

$$I_F = \frac{9}{6} = 1.5$$

De acuerdo con las condiciones presentes en cada uno de los conceptos, se obtiene el índice final de seguridad, que resulta de 1.5; por lo tanto, se concluye que se trata de un *edificio con precaución*.

Ejemplo 2: Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua.

Descripción del edificio.

La historia de este templo se remonta al año 1750, cuando Francisco Navarajo dio vida a un ambicioso proyecto arquitectónico. Fue remodelado durante el siglo XX y se encuentra circundada por el Eje Central Lázaro Cárdenas y Salto del Agua. Se trata de un templo de estilo barroco de una sola nave, con cuatro entre ejes, coro y sotocoro, así como una cubierta de cañón corrido con lunetos, múltiples contrafuertes y un campanario. Los muros están cubiertos de sillar de tezontle laminado y las columnas son de cantera de chiluca, materiales típicamente utilizados en la ciudad de México durante el siglo XVIII. En la figura 4.12 se muestra fotografía del inmueble y en la figura 4.13 la planta del edificio.

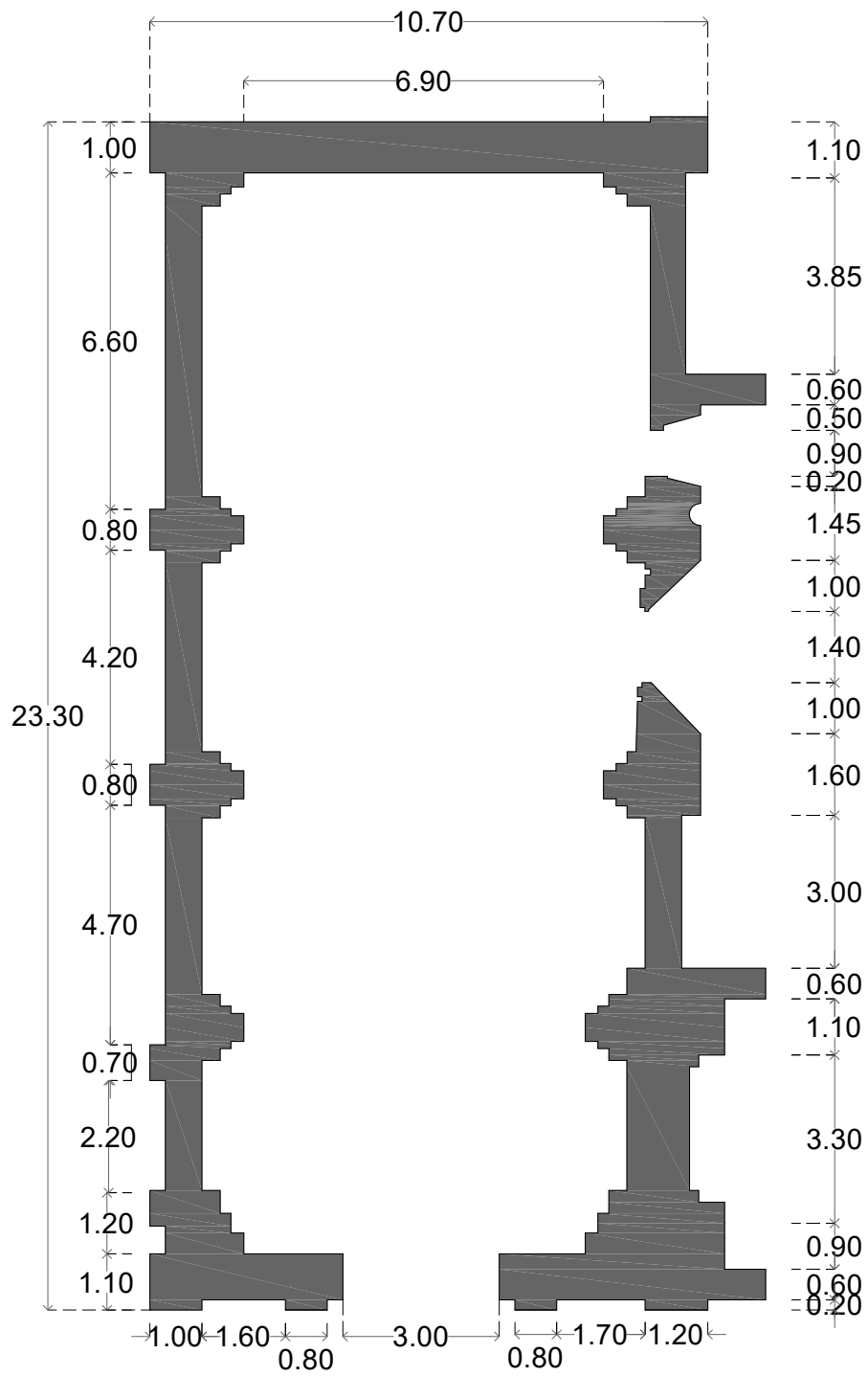


Figura 4.13- Planta del templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua.



Figura 4.12- Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua.

Aplicación del método.

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga vertical de muros (Fa)	$Fa = 0.20 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right]$ $Fa = 0.20 (30) \left[1 - \left(\frac{1043}{42(80)} \right)^3 \right]$ $Fa = 5.82 \frac{kg}{cm^2} = 58.20 \frac{t}{m^2}$	El esfuerzo actuante en el muro es de $\sigma_a = 20.98 t/m^2$, por lo que es inferior a Fa. Entonces $Ii = 1$

Tabla 4.5.1- Método simplificado de Rivera- Arce aplicado al Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua (Capacidad de carga vertical de muros).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga lateral (Evaluación sísmica)	$FS = \frac{V_R}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw}$ $FSx = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{898.91}{637} = 1.41$ $FSy = \frac{V_{Ry}}{V_a} = \frac{457.17}{637} = 0.72$	Se tiene un factor de seguridad desfavorable en la dirección Y. Entonces $Ii = 3$

Tabla 4.5.2- Método simplificado de Rivera- Arce aplicado al Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua (Capacidad de carga lateral/Evaluación sísmica).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Inclinación permisible en columnas	$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3} \frac{t}{H}\right)$ $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3} * \frac{0.8}{10.43}\right) = 1.46^\circ$ $\Delta PERM = H \text{sen} \alpha$ $\Delta PERM = 10.43(0.0255) = 0.27m$	<p>La columna puede tener una pérdida de verticalidad de hasta 27 cm y aun así considerarse como estable.</p> <p>De acuerdo con Sánchez et al. (2017), se tiene un desplome máximo de 0.31m, por lo tanto, $Ii = 3$</p>

Tabla 4.5.3- Método simplificado de Rivera- Arce aplicado al Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua (Capacidad de carga lateral/Evaluación sísmica).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Deformación angular permisible de muro (γ_p)	<p>- Asentamiento permisible ($\Delta = \gamma_p$)</p> $L = \frac{1}{2000}(1043cm) = 0.52 \text{ cm}$ <p>-Inicio de daño ($\Delta = \gamma_{cr}$)</p> $L = \frac{1}{1000}(1043cm) = 1.04 \text{ cm}$	<p>El asentamiento permisible sería de 0.52 cm y se empezaría a generar agrietamientos a partir de los 1.04 cm. Se observan asentamientos importantes superiores a los permisibles, por lo tanto $Ii = 3$</p>

Tabla 4.5.4- Método simplificado de Rivera- Arce aplicado al Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua (Deformación angular permisible de muro).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Daño observado	Se observan daños a causa de los sismos recientes y de los hundimientos diferenciales.	$Ii = 2$

Tabla 4.5.5- Método simplificado de Rivera- Arce aplicado al Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua (Daño observado).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Esfuerzos en elementos de cubierta curva	<p>-Esfuerzo meridional (T) Puesto a que es una bóveda semiesférica $a=f=R$</p> <p>En la clave, $\phi = 0^\circ$</p> $T = \frac{WR}{2} = \frac{\left(0.88 \frac{t}{m^2}\right)(4 m)}{2}$ $T = 1.76 t/m$ <p>Para evaluar el esfuerzo meridional en la clave, la fuerza por unidad de paralelo, T, se divide entre el espesor de la cubierta</p> $T = \frac{1.76 t/m}{0.55 m} = 3.2 t/m^2$ <p>En la base, $\phi = 90^\circ$</p> $T = WR = \left(\frac{0.88 t}{m^2}\right)(4m)$ $T = 3.52 t/m$ <p>Para evaluar el esfuerzo meridional en la base, la fuerza por unidad de paralelo, T, se divide entre el espesor de la cubierta</p> $T = \frac{3.52 t/m}{0.55 m} = 6.4 t/m^2$ <p>-Esfuerzo anular (Ho)</p> <p>Debido a que es una bóveda semiesférica, los esfuerzos meridionales son iguales a los anulares</p> <p>En la clave, $\phi = 0^\circ$, $Ho = 3.2 t/m^2$</p> <p>En la base, $\phi = 90^\circ$, $Ho = -6.4 t/m^2$</p>	<p>Los esfuerzos tanto de compresión como de tensión son muy bajos, por lo que, si se les compara con la resistencia que se ha hallado en materiales de construcciones similares, no existe problema alguno. Por lo tanto, $Ii = 1$</p>

Tabla 4.5.6- Método simplificado de Rivera- Arce aplicado al Templo de la Inmaculada Concepción del Salto del Agua (Esfuerzos en elementos de cubierta curva).

Conclusión.

$$I_F = \frac{13}{6} = 2.17$$

De acuerdo con las condiciones presentes en cada uno de los conceptos, se obtiene el índice final de seguridad, que resulta de 2.17; por lo tanto, se concluye que se trata de un *edificio con precaución*.

Ejemplo 3: Templo de San Juan Bautista.

Descripción del edificio.

El templo de San Juan Bautista del pueblo de San Juan Totoltepec ubicado en Naucalpan en el Estado de México fue construido en 1530 por indígenas otomíes bajo órdenes de misioneros Franciscanos.

El cuerpo principal del templo cuenta con una planta rectangular de aproximadamente 8x21m, y cuenta con un sistema de cubierta plana a base de vigas de madera simplemente apoyadas sobre los muros. En la figura 4.14 se muestra la planta de este edificio.

Su fachada exterior aún conserva figuras con rasgos de los nativos y flores de maguey tallados en piedra de cantera, y el arco de entrada tiene el lazo que distingue a los franciscanos.

En la tabla 4.6 se muestran el resumen de los resultados obtenidos después de la aplicación del método simplificado de Rivera-Arce a este edificio.

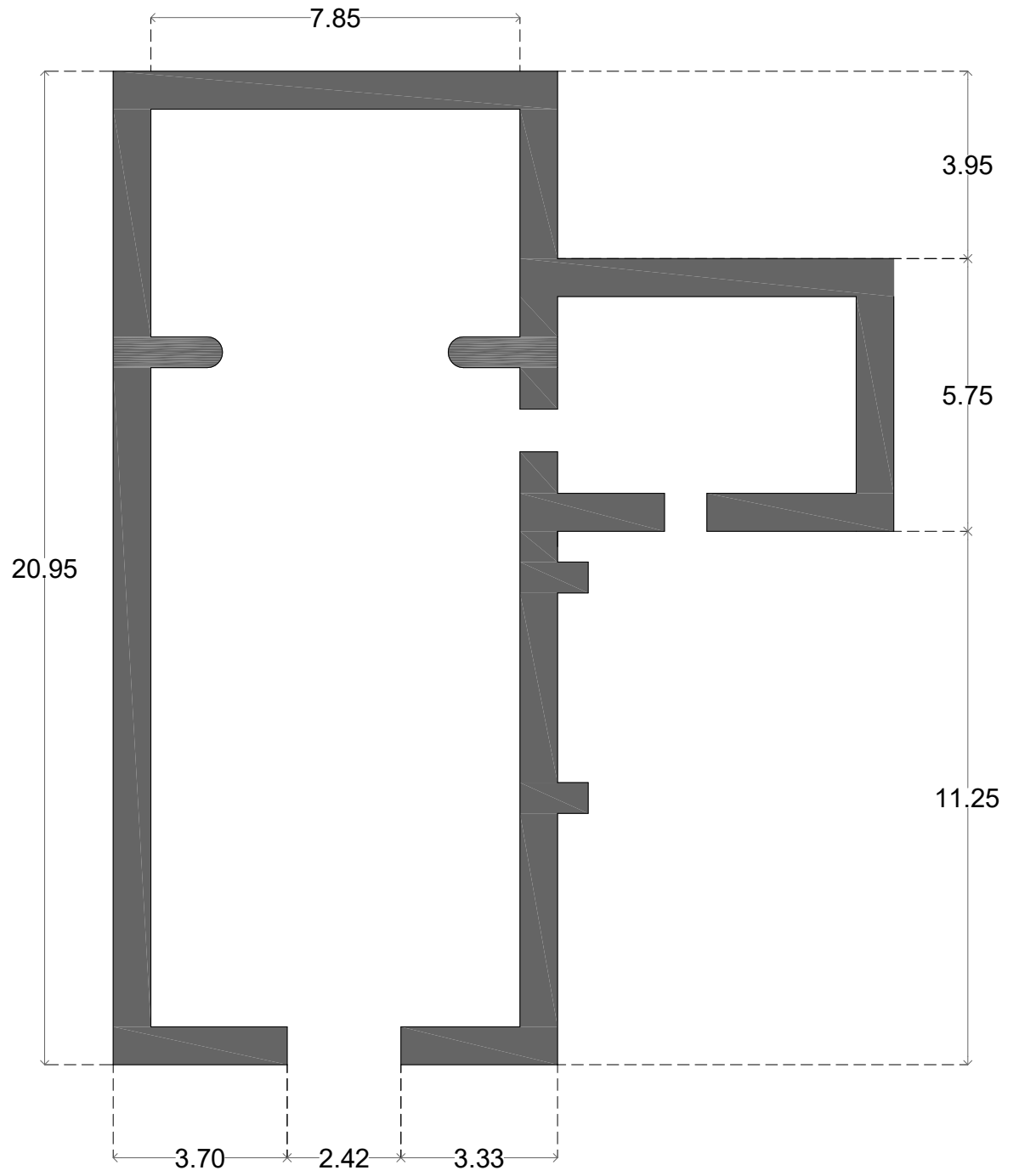


Figura 4. 14- Planta baja de la Iglesia de San Juan Bautista.

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga vertical de muros (Fa)	$Fa = 0.20 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right]$ $Fa = 0.20 (12.5) \left[1 - \left(\frac{646}{42(80)} \right)^3 \right]$ $Fa = 2.48 \frac{kg}{cm^2} = 24.82 \frac{t}{m^2}$	El esfuerzo actuante en el muro es de $\sigma_a = 12.92 t/m^2$, por lo que es inferior a Fa. Por lo tanto, $Ii = 1$
Capacidad de carga lateral (Evaluación sísmica)	$FS = \frac{V_R}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw}$ $FS = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{1442.89}{323.4} = 4.46$ $FS = \frac{V_{Ry}}{V_a} = \frac{893.13}{323.4} = 2.76$	Se tiene un buen factor de seguridad en ambas direcciones. Por lo tanto, $Ii = 1$
Inclinación permisible en columnas	$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3} \frac{t}{H} \right)$ $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3} * \frac{0.65}{3} \right) = 4.13^\circ$ $\Delta PERM = H \text{sen} \alpha$ $\Delta PERM = 3 (0.072) = 0.22m$	La columna puede tener una pérdida de verticalidad de hasta 22 cm y aun así considerarse como estable. Por lo tanto $Ii = 1$
Deformación angular permisible de muro (γ_p)	<ul style="list-style-type: none"> - Asentamiento permisible ($\Delta = \gamma_p$) $L = \frac{1}{2000} (646 \text{ cm}) = 0.32 \text{ cm}$ <ul style="list-style-type: none"> - Inicio de daño ($\Delta = \gamma_{cr}$) $L = \frac{1}{1000} (646 \text{ cm}) = 0.65 \text{ cm}$	El asentamiento permisible sería de 0.32 cm y se empezarían a generar agrietamientos a partir de los 0.65 cm. Los asentamientos observados son más grandes que los permitidos, $Ii = 3$
Daños observados	Se observan pequeños daños en los aplanados y en el firme del edificio que no se consideran graves.	$Ii = 1$

Tabla 4. 6- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado a la Iglesia de San Juan Bautista.

Conclusión.

$$I_F = \frac{7}{5} = 1.4$$

De acuerdo con las condiciones presentes en cada uno de los conceptos, se obtiene el índice final de seguridad, que resulta de 1; por lo tanto, se concluye que se trata de un *edificio con precaución*.

4.5.2- Torres de campanarios.

En la literatura se encontró un método simplificado para evaluar la seguridad estructural de torres de campanarios de acuerdo con unas guías para la reducción del riesgo sísmico del patrimonio cultural de Italia (Bocchio y Antonella, 2017).

Dicho método consiste en comparar el momento actuante (M_i) con el momento resistente (M_r) último, se realiza a diversas alturas. La verificación se efectúa en la parte inferior de cada sección de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M_r(\text{capacidad}) > M_i(\text{demanda}) \quad (4.11)$$

El momento actuante (M_i) considera un sistema de fuerzas distribuido a lo largo de la altura de la estructura, asumiendo desplazamientos lineales (figura 4.15)

La capacidad sísmica se estima al asumir que la estructura se comporta como una ménsula empotrada en su base, con una modalidad de colapso por flexocompresión.

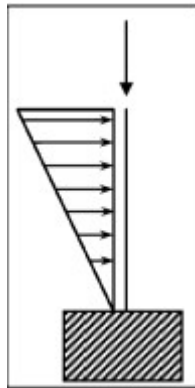


Figura 4.15- Esquema de la estructura como ménsula empotrada en su base (Bocchio M. et al, 2017).

La fuerza a aplicar en el baricentro de cada sección está dada por la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{k=1}^n W_k Z_k} F_h \quad (4.12)$$

donde:

$$F_h = 0.85 S_e(T_1) \frac{W}{g}$$

W_i, W_k : Pesos de las secciones “i” y “k”, respectivamente.

Z_i, Z_k : Son la altura de los baricentros de las secciones “i” y “k”, respectivamente.

$S_e(T_1)$: Ordenada del espectro de respuesta elástico, función del primer periodo T_1 de la estructura según la dirección de análisis.

T_1 : Primer periodo de vibración de la estructura, que podrá ser calculado a través de:

- Análisis modal de un modelo.
- Algoritmos iterativos que consideran la variación de las masas y de las rigideces a lo largo de la altura, a partir de una forma modal asumida adecuadamente.
- Fórmulas simplificadas.

$W = \sum W_i$: Es el peso de la estructura.

q : Un factor que considera la irregularidad de la estructura, así el factor será igual a 3.6, en el caso de estructuras regulares; igual a 2.8, cuando se tenga la presencia de cambios bruscos de rigidez a lo largo de la altura o de estructuras adyacentes en contacto.

g : Es la aceleración de la gravedad.

La resultante de las fuerzas sísmicas actuantes en la i-ésima sección es dada por:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n Z_k W_k}{\sum_{k=1}^n Z_k W_k} F_h \quad (4.13)$$

La altura Z_{Fi} para la cual aplicar la fuerza F_{hi} viene dada por la relación:

$$Z_{Fi} = \frac{\sum_{k=i}^n Z_k^2 W_k}{\sum_{k=i}^n Z_k W_k} - Z_{i*} \quad (4.14)$$

donde:

Z_k : Es la cota del baricentro de la masa de la k-ésima sección respecto a la base, que tiene un peso W_k .

Z_{i*} : Es la cota de la i-ésima sección revisada respecto a la base.

Estableciendo la igualdad entre el momento resistente y el momento actuante, se tiene:

$$M_r = F_{hi} Z_{Fi} \quad (4.15)$$

En el caso de una torre con sección rectangular hueca, el momento último resistente en la base del i-ésimo sector puede ser calculado como:

$$M_r = \frac{\sigma_{oi} A_i}{2} \left(b_i - \frac{\sigma_{oi} A_i}{0.85 a_i f_d} \right) \quad (4.16)$$

donde:

a_i : Lado perpendicular a la dirección de la acción sísmica de la i-ésima sección de análisis, ajustado según las aperturas.

b_i : Lado paralelo a la dirección de la acción sísmica considerada de la sección de análisis.

σ_{oi} : Esfuerzo normal medio en la sección de análisis ($\frac{W}{A_i}$, con w como el peso de la estructura encima de la sección de análisis).

A_i : Área total de la sección de análisis, contando las aperturas.

f_d : Resistencia a compresión de la mampostería.

En el caso de torres o campanarios que tienen contacto con otras estructuras de menor altura, será necesario calcular la aceleración en la altura donde impacta; asumiendo una forma modal adecuada, distinta a la lineal.

Ejemplo: Torre Sur-Poniente de la Catedral Metropolitana.

Descripción de la estructura.

La torre tiene una altura aproximada de 60 m y un peso de 7370 t –sin contar la cimentación–. La torre constituye una parte fundamental de la fachada principal y se encuentra constituida por cinco cuerpos en el sentido vertical, de abajo hacia arriba: cubo, sotabanco, primer cuerpo, segundo cuerpo y remate (Jiménez, 1997), tal como se ilustra en las figuras 4.16 y 4.17.

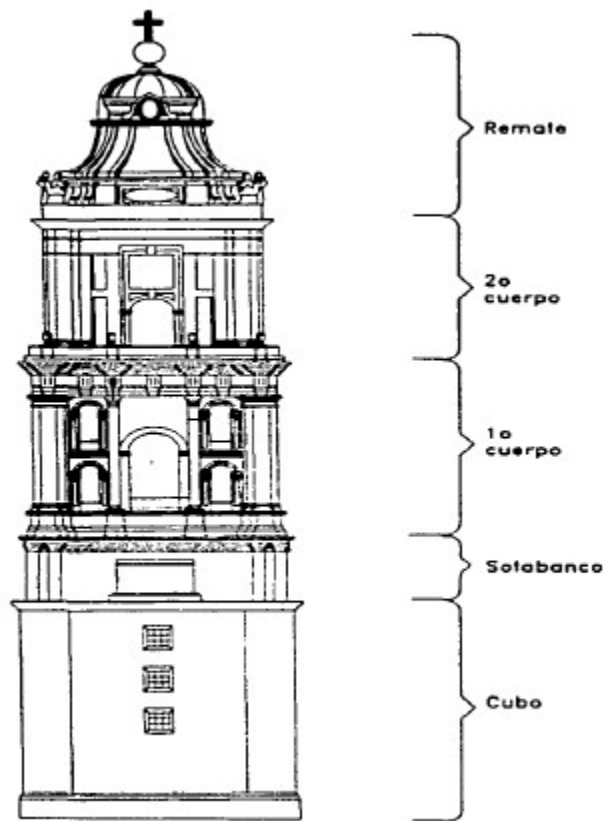


Figura 4. 16- Diagrama de la torre sur-poniente de la Catedral Metropolitana en el que se identifican sus cuerpos (Jiménez E., 1997).






	Peso por cada cuerpo	Peso acumulado
	W=256.7 ton	W=256.7 ton
	W=773.7 ton	W=1030.4 ton
	W=1366.6 ton	W=2397.0 ton
	W=1115.8 ton	W= 3512.8 ton
	W=3857.2 ton	W=7370.0 ton

Figura 4. 17- Distribución de los pesos de la torre (Jiménez E., 1997).

Aplicación del método:

De acuerdo con lo antes expuesto, la fórmula general para hallar el momento que se demanda a la estructura es la siguiente:

$$M_i = F_{hi} Z_{Fi} = \frac{\sum_{k=i}^n Z_k W_k}{\sum_{k=1}^n Z_k W_k} Fh * \left(\frac{\sum_{k=i}^n Z_k^2 W_k}{\sum_{k=i}^n Z_k W_k} - Z_{i*} \right) \quad (4.17)$$

Para poder determinar la fuerza sísmica que actúa en la torre, es necesario establecer el periodo de vibración de la estructura. En este caso, de acuerdo con los resultados obtenidos en el trabajo de Jiménez (1997), se consideró un periodo $T_1 = 0.86$ s (figura 4.18). Según los datos del espectro de respuesta elástico proporcionados por el SASID en las coordenadas del sitio, se obtuvo la ordenada en función de dicho periodo (figura 4.19). Además, se propuso un factor $q=2.8$ debido a los cambios de rigideces a lo largo de la altura de la estructura, y a que no se trata de una torre aislada.

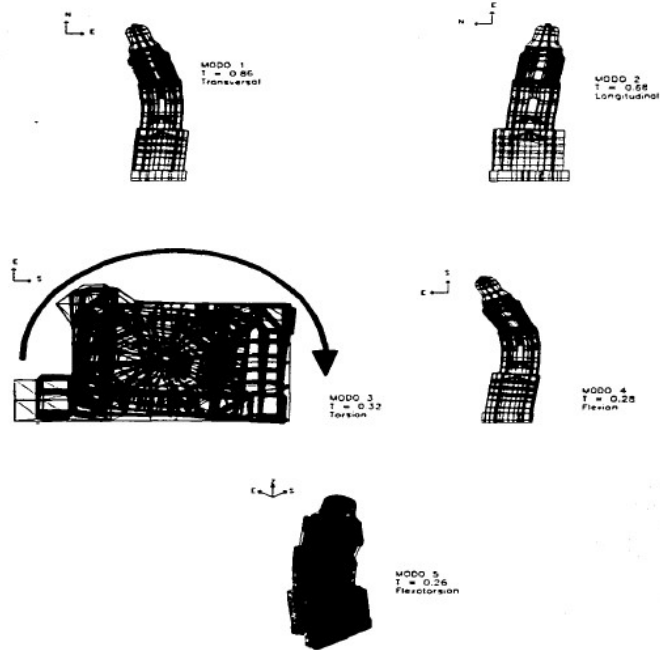


Figura 4. 18- Principales configuraciones modales (Jiménez E., 1997).

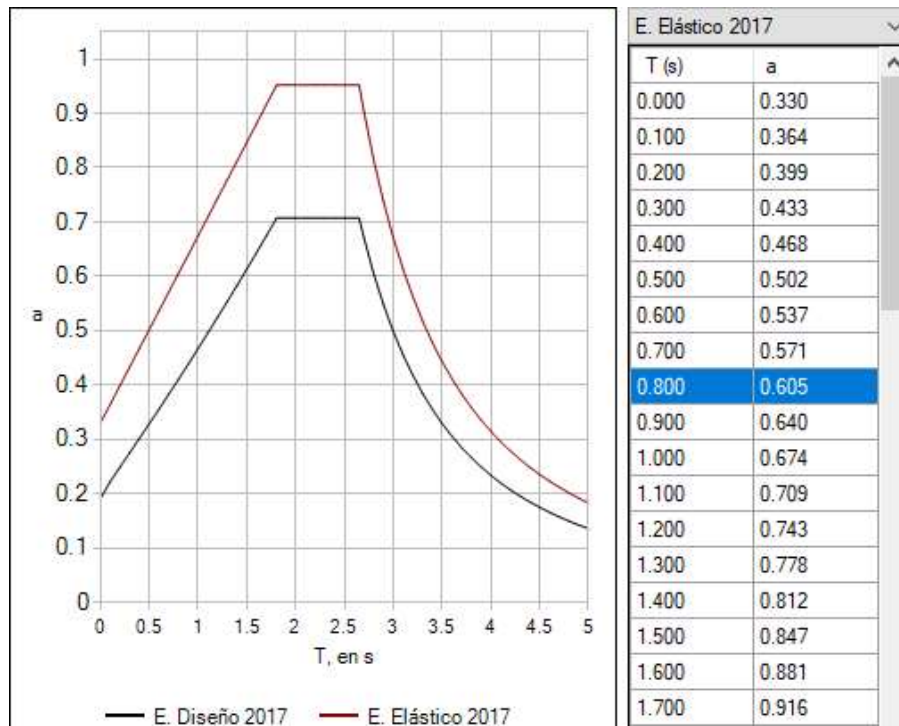


Figura 4. 19- Datos y espectros obtenidos del programa SASID (NTC-Sismo, 2017).

De acuerdo a lo anterior, se tiene:

$$F_h = 0.85Se(T1) \frac{W}{qg} = 0.85(0.626g) \frac{7370}{9.81 * 2.8} = 1400.56 t$$

Lo que debería ser igual a la resultante de las fuerzas sísmicas actuantes en la i-ésima sección. Verificando:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n Z_k W_k}{\sum_{k=1}^n Z_k W_k} F_h = \frac{128048.47}{128048.47} * 1400.56 = 1400.56 t$$

Lo que provoca un momento actuante máximo de

$$M_i = 37056.34 t m$$

En las tablas 4.7 a 4.11 se resumen los datos utilizados y los resultados obtenidos.

CUERPO	N. sección	COTA	Altura de la Sección
		(m)	(m)
CUBO	1	0.00	15.46
SOTABANCO	2	15.46	5.16
PRIMER CUERPO	3	20.62	13.51
SEGUNDO CUERPO	4	34.13	10.93
REMATE	5	45.06	8.70

Tabla 4.7- Alturas de los cuerpos de la torre.

N. sección	Cota del Baricentro	Peso de la sección (Wi)	Peso acumulado (ΣWi)
	(m)	(t)	(t)
1.00	7.73	3857.20	7370.00
2.00	18.04	1115.80	3512.80
3.00	27.38	1366.60	2397.00
4.00	39.60	773.70	1030.40
5.00	49.41	256.70	256.70

Tabla 4.8- Pesos de los cuerpos de la torre.

N. sección	Wi x Zi (en el baricentro)	Fi	Wi x Zi (acumulada)
	(t-m)	(t)	(t-m)
1	29816.16	319.57	130674.06
2	20129.03	215.74	100857.91
3	37410.68	400.97	80728.87
4	30634.65	328.34	43318.20
5	12683.55	135.94	12683.55
	130674.06	1400.56	

Tabla 4.9- Cálculo de las fuerzas Fi

N. sección	Fhi	Wi x Zi ^2 (en el baricentro)	Wi x Zi ^2 (acumulada)
	(t)	(t-m ²)	(t-m ²)
1	1400.56	230478.89	3457396.93
2	1080.99	363127.74	3226918.05
3	865.25	1024117.23	2863790.31
4	464.28	1212979.03	1839673.08
5	135.94	626694.06	626694.06

Tabla 4.10- Cálculo de Fhi

N. sección	Zhi	Mu,i
	(m)	(t-m)
1	26.46	37056.34
2	31.99	17873.91
3	35.47	12852.59
4	42.47	3871.58
5	49.41	591.35

Tabla 4.11- Cálculo del momento demandante en cada cuerpo.

Cálculo del momento actuante (Mi) mediante fórmula simplificada para calcular el periodo fundamental de la torre.

De manera alternativa, se propuso encontrar el periodo de vibración de la estructura mediante la utilización de fórmulas simplificadas –ya que en la mayoría de las ocasiones generar un modelo implica una gran cantidad de recursos computacionales y de tiempo– y comparar los resultados obtenidos en ambas formas para validar su aplicación. Para ello, se recurrió a la fórmula desarrollada por Flores y Reyes (2004) para calcular el periodo de vibración de una estructura de mampostería, y a la fórmula contenida en las Normas de Construcción Sismorresistente Españolas NCSE (2002) para obtener la frecuencia de torres de campanario de mampostería.

La fórmula propuesta por Flores y Reyes (2004) es la siguiente:

$$T_0 = (0.2N + 0.12) \sqrt{\frac{W H_i}{E d_{AE}}} \quad (4.18)$$

$$d_{AE} = \frac{A_{EFECTIVA}}{A_{TOTAL}} \quad (4.19)$$

$$H_i = \frac{H_T}{N} \quad (4.20)$$

donde:

T_0 = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

W= Peso por área en la base de la torre.

H_i = Distancia promedio de concentración de masas en lo alto de la torre.

H_T = Altura total de la torre.

E= Módulo de elasticidad del material.

d_{AE} = Densidad de muros

N= Número de masas concentradas.

En la figura 4.20 se muestra la adecuación que se hizo de la ecuación 4.17 a las características de la torre.

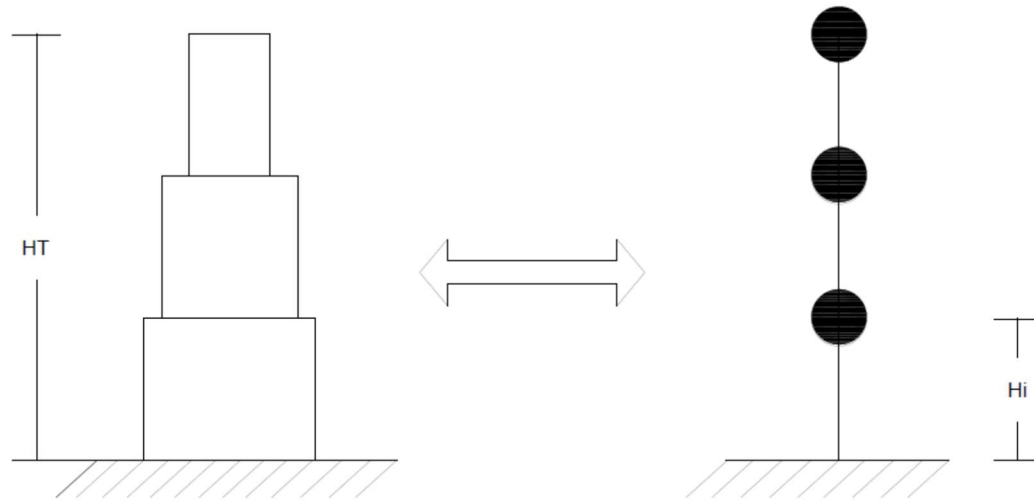


Figura 4. 20- Esquema de la idealización de la torre de acuerdo con la concentración de sus masas.

Según lo anterior, se tiene que:

$$w = \frac{7370000 \text{ kg}}{1.30 \times 10^6 \text{ cm}^2} = 5.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$H_i = \frac{H_T}{N} = \frac{60}{3} = 20$$

$$d_{AE} = \frac{130.90 \text{ m}^2}{20.2\text{m} \times 13\text{m}} = \frac{130.90 \text{ m}^2}{262.60 \text{ m}^2} = 0.50$$

$$T_0 = (0.2N + 0.12) \sqrt{\frac{W H_i}{E d_{AE}}} = (0.2(3) + 0.12) \sqrt{\frac{5.66 (2000)}{(20,000)(0.5)}} = 0.77 \text{ s}$$

Si se compara el valor del periodo con el obtenido del modelo de elementos finitos (0.86 s), se observa que la aproximación es buena, teniendo un error del 11 %.

Al igual que en el caso anterior, se obtiene del SASID la ordenada espectral (figura 4.21).

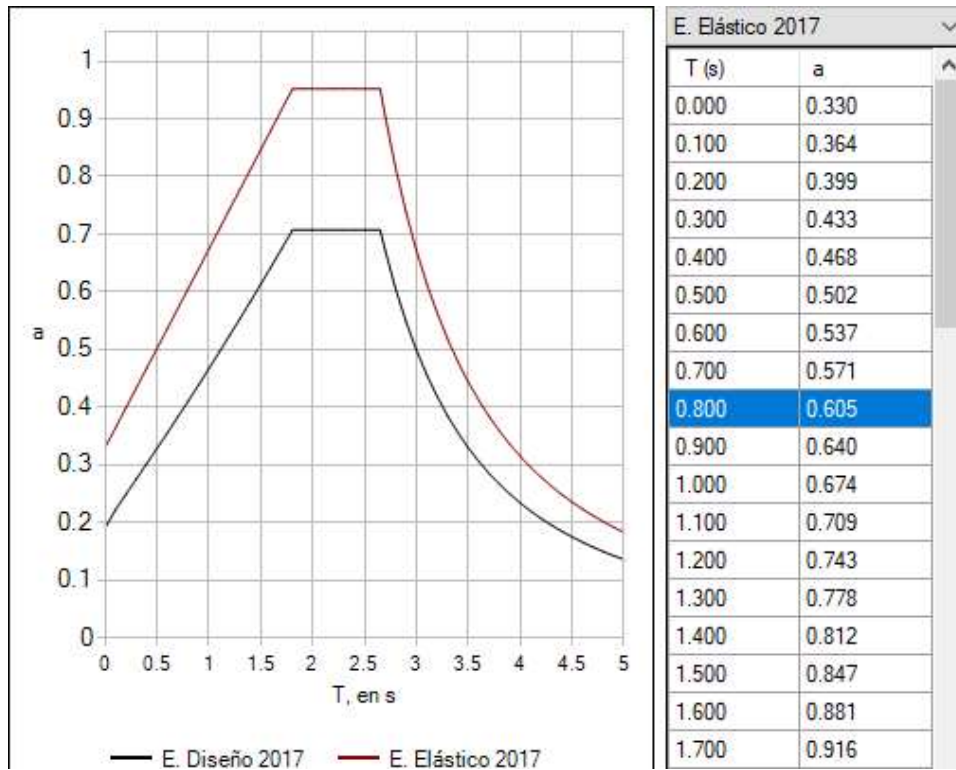


Figura 4. 21- Datos y espectros obtenidos del programa SASID (NTC-Sismo, 2017).

Para un periodo de 0.77 s, se tiene una aceleración de 0.595g. Sustituyendo este valor en las fórmulas ya presentadas, se llega a los resultados en las tablas 4.12 a 4.16,

CUERPO	N. sección	COTA	Altura de la Sección
		(m)	(m)
CUBO	1	0.00	15.46
SOTABANCO	2	15.46	5.16
PRIMER CUERPO	3	20.62	13.51
SEGUNDO CUERPO	4	34.13	10.93
REMATE	5	45.06	8.70

Tabla 4.12- Alturas de los cuerpos de la torre.

N. sección	Cota del Baricentro	Peso de la sección (W_i)	Peso acumulado (ΣW_i)
	(m)	(t)	(t)
1	7.73	3857.20	7370.00
2	18.04	1115.80	3512.80
3	27.38	1366.60	2397.00
4	39.60	773.70	1030.40
5	49.41	256.70	256.70

Tabla 4.13- Pesos de los cuerpos de la torre.

N. sección	$W_i \times Z_i$ (en el baricentro)	F_i	$W_i \times Z_i$ (acumulada)
	(t-m)	(t)	(t-m)
1	29816.16	303.74	130674.06
2	20129.03	205.06	100857.91
3	37410.68	381.11	80728.87
4	30634.65	312.08	43318.20
5	12683.55	129.21	12683.55
	130674.06	1331.21	

Tabla 4.14- Cálculo de las fuerzas F_i

N. sección	F_{hi}	$W_i \times Z_i^2$ (en el baricentro)	$W_i \times Z_i^2$ (acumulada)
	(t)	(t-m ²)	(t-m ²)
1	1331.21	230478.89	3457396.93
2	1027.46	363127.74	3226918.05
3	822.40	1024117.23	2863790.31
4	441.29	1212979.03	1839673.08
5	129.21	626694.06	626694.06

Tabla 4.15- Cálculo de F_{hi}

N. sección	Zhi	Mi
	(m)	(t-m)
1	26.46	35221.29
2	31.99	16988.78
3	35.47	12216.12
4	42.47	3679.86
5	49.41	562.06

Tabla 4.16- Cálculo del momento demandante en cada cuerpo.

Por otro lado, la fórmula propuesta por las Normas de Construcción Sismorresistente Españolas NCSE (2002) es la siguiente:

$$\omega_1 = \frac{\sqrt{L}}{0.06 H \sqrt{\frac{H}{2L+H}}} \quad (4.21)$$

donde:

ω_1 : Frecuencia del periodo fundamental de la torre de campanario.

L : Dimensión de la longitud en la dirección de la vibración.

H : Altura de la torre.

$$\omega_1 = \frac{\sqrt{L}}{0.06 H \sqrt{\frac{H}{2L+H}}}$$

Sustituyendo nuestros datos, se tiene que:

$$\omega_1 = \frac{\sqrt{13}}{0.06 (60) \sqrt{\frac{60}{2(13)+60}}} = 1.199 \text{ Hz}$$

Lo que da un periodo fundamental de la estructura de 0.83s. Si se compara este resultado con el obtenido por medio del modelo de elementos finitos (0.86s), se tiene que una buena aproximación, con un error del 3.6%

Al igual que en los casos anteriores, se obtiene del SASID la ordenada espectral (figura 4.21).

Para un periodo de 0.83 s, se tiene una aceleración de 0.6155g. Sustituyendo este valor en las fórmulas ya presentadas, se llega a los resultados en las tablas 4.17 a 4.21.

CUERPO	N. sección	COTA	Altura de la Sección
		(m)	(m)
CUBO	1	0.00	15.46
SOTABANCO	2	15.46	5.16
PRIMER CUERPO	3	20.62	13.51
SEGUNDO CUERPO	4	34.13	10.93
REMATE	5	45.06	8.70

Tabla 4.17- Alturas de los cuerpos de la torre.

N. sección	Cota del Baricentro	Peso de la sección (Wi)	Peso acumulado (ΣWi)
	(m)	(t)	(t)
1.00	7.73	3857.20	7370.00
2.00	18.04	1115.80	3512.80
3.00	27.38	1366.60	2397.00
4.00	39.60	773.70	1030.40
5.00	49.41	256.70	256.70

Tabla 4.18- Pesos de los cuerpos de la torre.

N. sección	Wi x Zi (en el baricentro)	Fi	Wi x Zi (acumulada)
	(t-m)	(t)	(t-m)
1	29816.16	313.95	130674.06
2	20129.03	211.95	100857.91
3	37410.68	393.92	80728.87
4	30634.65	322.57	43318.20
5	12683.55	133.55	12683.55
	130674.06	1375.95	

Tabla 4.19- Cálculo de las fuerzas F

N. sección	Fhi	Wi x Zi ^2 (en el baricentro)	Wi x Zi ^2 (acumulada)
	(t)	(t-m2)	(t-m2)
1	1375.95	230478.89	3457396.93
2	1062.00	363127.74	3226918.05
3	850.05	1024117.23	2863790.31
4	456.13	1212979.03	1839673.08
5	133.55	626694.06	626694.06

Tabla 4.20- Cálculo de Fhi

N. sección	Zhi	Mi
	(m)	(t-m)
1	26.46	36405.19
2	31.99	17559.83
3	35.47	12626.75
4	42.47	3803.55
5	49.41	580.96

Tabla 4.21- Cálculo del momento demandante en cada cuerpo.

Momento resistente (Mr).

$$M_r = \frac{\sigma_{oi} Ai}{2} \left(bi - \frac{\sigma_{oi} Ai}{0.85 ai fd} \right)$$

Debido a la diferencia que existe entre ai y bi en algunas de las secciones de la torre, es menester evaluar la estructura en sus dos direcciones, ante la incertidumbre de en cuál de ellas actuará el sismo.

Según lo antes expuesto, se tiene que para la parte más crítica de la torre:

En el cubo cuando ai=20.2 m y bi=13 m (dirección 1):

$$M_r = \frac{(56.30)(130.9)}{2} \left(13 - \frac{(56.30)(130.9)}{0.85 (20.2)(350)} \right) = 43385.75 \text{ t m}$$

N. sección	Peso acumulado (ΣW_i)	Área resistente (A_i)	A_i	B_i	Σo_i	F_d	M_{rd1}
	(t)	(m ²)	(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t-m)
1	7370.00	130.90	20.20	13.00	56.30	350.00	43385.75
2	3512.80	86.90	15.60	13.60	40.42	350.00	22557.61
3	2397.00	56.61	15.20	13.60	42.34	350.00	15664.30
4	1030.40	35.56	15.00	13.00	28.98	350.00	6578.64
5	256.70	29.64	13.20	12.50	8.66	350.00	1595.99

Tabla 4. 22- Momento resistente en la dirección 1.

En el cubo cuando $a_i=13$ m y $b_i=20.2$ m (dirección 2):

$$M_r = \frac{(56.30)(130.9)}{2} \left(20.2 - \frac{(56.30)(130.9)}{0.85 (13)(350)} \right) = 67414.78 \text{ t m}$$

N. sección	Peso acumulado (ΣW_i)	Área resistente (A_i)	A_i	B_i	Σo_i	F_d	M_{rd2}
	(t)	(m ²)	(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t-m)
1	7370.00	130.90	13.00	20.20	56.30	350.00	67414.78
2	3512.80	86.90	13.60	15.60	40.42	350.00	25874.91
3	2397.00	56.61	13.60	15.20	42.34	350.00	17507.16
4	1030.40	35.56	13.00	15.00	28.98	350.00	7590.74
5	256.70	29.64	12.50	13.20	8.66	350.00	1685.36

Tabla 4.23- Momento resistente en la dirección 2.

Comparación del momento actuante y el momento resistente

De acuerdo con los cálculos efectuados, se puede hacer una tabla comparativa entre el momento actuante y el momento resistente en las dos direcciones para las distintas maneras de determinar el momento actuante (tablas 4.24 a 4.26).

N de la sección	Mi	Mrd1 (dirección 1)	Mrd2 (dirección 2)	Mrd1> Mi	Mrd2> Mi	FS DIRECCIÓN 1	FS DIRECCIÓN 2
	(t-m)	(t-m)	(t-m)				
1	37056.34	43385.75	67414.78	VERIFICADO	VERIFICADO	1.17	1.82
2	17873.91	22557.61	25874.91	VERIFICADO	VERIFICADO	1.26	1.45
3	12852.59	15664.30	17507.16	VERIFICADO	VERIFICADO	1.22	1.36
4	3871.58	6578.64	7590.74	VERIFICADO	VERIFICADO	1.70	1.96
5	591.35	1595.99	1685.36	VERIFICADO	VERIFICADO	2.70	2.85

Tabla 4.24- Comparación entre los momentos actuantes (obtenido mediante el análisis de un modelo) y los momentos resistentes.

N de la sección	Mi	Mrd1 (dirección 1)	Mrd2 (dirección 2)	Mrd1> Mi	Mrd2> Mi	FS DIRECCIÓN 1	FS DIRECCIÓN 2
	(t-m)	(t-m)	(t-m)				
1	35221.29	43385.75	67414.78	VERIFICADO	VERIFICADO	1.23	1.91
2	16988.78	22557.61	25874.91	VERIFICADO	VERIFICADO	1.33	1.52
3	12216.12	15664.30	17507.16	VERIFICADO	VERIFICADO	1.28	1.43
4	3679.86	6578.64	7590.74	VERIFICADO	VERIFICADO	1.79	2.06
5	562.06	1595.99	1685.36	VERIFICADO	VERIFICADO	2.84	3.00

Tabla 4.25- Comparación entre los momentos actuantes obtenido mediante fórmula simplificada de Flores y Reyes (2004) y los momentos resistentes.

N de la sección	Mi	Mrd1 (dirección 1)	Mrd2 (dirección 2)	Mrd1> Mi	Mrd2> Mi	FS DIRECCIÓN 1	FS DIRECCIÓN 2
	(t-m)	(t-m)	(t-m)				
1	36405.19	43385.75	67414.78	VERIFICADO	VERIFICADO	1.19	1.85
2	17559.83	22557.61	25874.91	VERIFICADO	VERIFICADO	1.28	1.47
3	12626.75	15664.30	17507.16	VERIFICADO	VERIFICADO	1.24	1.39
4	3803.55	6578.64	7590.74	VERIFICADO	VERIFICADO	1.73	2.00
5	580.96	1595.99	1685.36	VERIFICADO	VERIFICADO	2.75	2.90

Tabla 4.26- Comparación entre los momentos actuantes obtenido mediante fórmula simplificada de las NCSE (2004) y los momentos resistentes.

Conclusión.

Como lo mencionan Meli y Sánchez (2001), existe un hundimiento generalizado hacia la zona sur-poniente, lo que, aunado a la gran concentración de masas que existe en toda la fachada sur, puede provocar que ésta se separe del resto del edificio, por lo que es importante analizar estos elementos de manera independiente.

Los resultados a los que se llegaron por medio de este análisis simplificado de la torre sur-poniente, conducen a la misma conclusión de Jiménez (1997) y de Meli y Sánchez (2001): que el elemento cuenta con un buen factor de seguridad y que las acciones sísmicas no deberían de significar un serio problema, a menos de que éste se encontrara en

condiciones cercanas al colapso por la acción conjunta entre peso propio y de los hundimientos diferenciales.

4.6- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Se puede definir a la vulnerabilidad como la susceptibilidad o la propensión de los sistemas expuestos a ser afectados por el efecto de un fenómeno perturbador (CENAPRED, 2004).

Siendo los sismos uno de los principales fenómenos perturbadores que pueden influir en las construcciones históricas, se constata que el análisis de su vulnerabilidad ante estas acciones resulta imperativo. La evaluación de la vulnerabilidad sísmica en este tipo de inmuebles se realiza con el fin de tener una idea acerca del grado de daño que podrían tener los edificios ante futuros eventos sísmicos o bien para comprobar la eficiencia de una técnica de rehabilitación cuando ha sido aplicada.

De forma general, la vulnerabilidad sísmica se puede expresar con la siguiente función:

$$\delta (y) = 1 - e^{-au^m} \quad (4.22)$$

$$u = \frac{\Psi(y)}{\Psi_c} \quad (4.23)$$

donde:

$\delta (y)$: Índice de daño para una intensidad sísmica y .

y : Intensidad sísmica.

a : Constante que depende las características del sistema estructural.

m : Constante que depende las características del sistema estructural.

Ψ_c : Intensidad sísmica que lleva a la falla al sistema estructural.

$\Psi(y)$: Relación de la demanda de intensidad sísmica.

u : Relación de la demanda de intensidad sísmica $\Psi(y)$ y la intensidad sísmica que lleva a la falla al sistema estructural Ψ_c .

Los valores que puede adquirir dicha función se encuentran entre uno y cero, donde el cero representa un daño nulo y el uno significa el colapso de la estructura.

La figura 4.22 muestra la forma de la ecuación 4.22, mientras que la figura 4.23 presenta una gráfica en la que se tiene una función de vulnerabilidad previa a la rehabilitación y otra posterior. Como se puede ver, la deducción de una función de vulnerabilidad es importante porque nos permite apreciar de manera clara el estado y desarrollo que podría tener una construcción desde múltiples perspectivas (distintos momentos en el tiempo), ya que se puede conocer su estado actual, pero también se puede proyectar un cierto nivel de daño conforme a la intensidad del sismo esperada, y además verificar si una técnica de rehabilitación es adecuada.

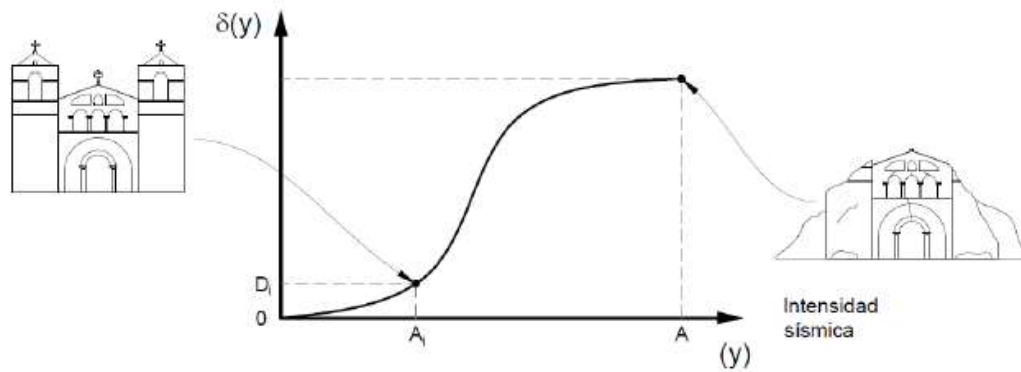


Figura 4. 22- Función de vulnerabilidad sísmica (Rivera et al, 2019).

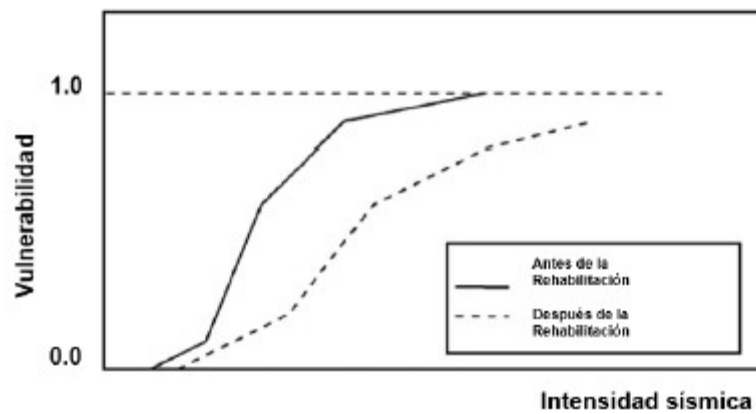


Figura 4.23- Funciones de vulnerabilidad antes y después de una rehabilitación (Casciati y Faravelli, 2010)

Las funciones de vulnerabilidad sísmica pueden ser de naturaleza empírica o analítica. Las funciones de vulnerabilidad empíricas son llamadas así debido a que se deducen gracias a la información que ha sido recabada de los daños ante sismos de diversas

intensidades o a través de ensayos experimentales efectuados en modelos físicos (réplicas a escala) de edificios históricos. Mientras que las funciones de vulnerabilidad analítica se determinan mediante modelos teóricos en los que se relacionan los daños que pueden presentarse en la estructura con su respuesta dinámica, por lo que es necesario realizar calibraciones de dichos modelos con los daños observados por sismos o con resultados experimentales (Rivera et al., 2019).

A continuación, se describen algunos criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios históricos.

Preciado (2016) ha adaptado el método desarrollado por Benedetti y Petrini (1984) y por GNDT (1990), y lo ha utilizado en múltiples ocasiones: Preciado y Orduña (2014) y Preciado et al. (2016), para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos en Colima y Tlajomulco.

El método consiste en atribuir valores numéricos a diversos componentes, permitiendo así identificar las deficiencias potenciales de los edificios y asignarles un índice de vulnerabilidad (tabla 4.27). A cada uno de los parámetros se le atribuye una clase (A, B, C o D; siendo A la menos vulnerable y D la más vulnerable) según lo observado en las investigaciones de campo. A cada una de estas clases, a su vez, les corresponde un valor numérico K_i que varía de 0 a 45. De acuerdo con la importancia de los parámetros, cada uno tiene peso W_i que oscila entre 0.25 y 1. El índice de vulnerabilidad sísmico se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$I_v = \sum_{i=1}^9 K_i W_i \quad (4.24)$$

I	Parámetro	Ki A	Ki B	Ki C	Ki D	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
4	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1
5	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
6	Configuración en elevación	0	5	25	45	1
7	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1
8	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
9	Estado de conservación	0	5	25	45	1

Tabla 4.27- Parámetros del método simplificado del índice de vulnerabilidad sísmica.

Las adecuaciones realizadas respecto al método original son las siguientes:

- El parámetro 4 se modificó de tal manera que contemplara los tipos de suelo típicos de México (I, II y III). Las estructuras desplantadas en un tipo de suelo III, son más vulnerables y obtienen una clase D, mientras que aquellos que se encuentran sobre un suelo tipo I, son clase A.
- En lo que respecta al parámetro 6, configuración en elevación, la relación entre la altura total (L) y la altura de la torre de campanario (H), fue utilizada para asignar un índice de vulnerabilidad:

$$A) T/H \leq 0.2 \quad B) 0.2 < T/H \leq 0.3 \quad C) 0.3 < T/H \leq 0.5 \quad D) T/H < 0.5$$

- El parámetro 7 se ajustó, añadiendo la posibilidad de contemplar los sistemas de cubierta típicos de los edificios históricos (bóvedas, cúpulas, etc). Un edificio convencional sismo-resistente tendría un diafragma rígido y se le asignaría una clase A, mientras que, en un edificio histórico, tomando en cuenta su tipo de cubierta, su contribución por peso y hecho de que no trabajan como diafragmas rígidos, ameritan una clase C o, más probablemente, D.
- Se eliminaron dos parámetros, para los que era necesario la consulta de los planos de la edificación. Esto se realizó con el objeto de requerir únicamente de fotos y de inspecciones visuales, y de esta manera emplear el método de manera más eficaz a escala territorial.

De acuerdo con la ecuación (4.24) ya la tabla (4.27), la escala de valores del índice de vulnerabilidad varía de 0 a 303.75 (100%), lo que permite obtener el siguiente rango $0 < Iv < 100$. Este resultado puede ser utilizado para asignar cuatro distintas clases de vulnerabilidad: baja vulnerabilidad $Iv < 15$; vulnerabilidad media $15 < Iv < 35$; alta vulnerabilidad $35 \leq Iv < 55$, y muy alta vulnerabilidad $Iv \geq 55$.

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en fachadas.

Como hemos visto a lo largo de esta investigación, en los edificios históricos existen componentes o elementos frágiles o propensos a sufrir más daños que otros, por lo que es necesario prestarles más atención. Es por ello que Ferreira (2010), desarrolló un método simplificado para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en fachadas, al considerar como insuficientes los métodos que se enfocaban en el comportamiento global del edificio.

El método consiste en hallar un índice de vulnerabilidad sísmica de las fachadas de acuerdo con una serie de parámetros que influyen en su respuesta ante un evento sísmico,

como lo son las propiedades mecánicas, las propiedades geométricas y su estado de conservación (tabla 4.28). Estos parámetros son 13 y se encuentran agrupados en 4 clases de vulnerabilidad (A, B, C y D), donde D implica la vulnerabilidad más alta y A la más baja. Los parámetros que se consideran más importantes para la respuesta sísmica de la fachada adquieren un valor de peso de 0.75, y el resto de los parámetros toma un valor de 0.5. La suma ponderada y normalizada de estos parámetros da como resultado el valor del índice de vulnerabilidad sísmica I_{vf} , el cual puede variar entre 0 y 100.

Parámetros	Clase C_{vi}				Peso
	A	B	C	D	p_i
Grupo 1- Geometría y aberturas					
P1 Geometría de la fachada	0	5	20	50	0.50
P2 Esbeltez máxima	0	5	20	50	0.50
P3 Área de aberturas	0	5	20	50	0.50
P4 Desalineación de las aberturas	0	5	20	50	0.50
Grupo 2- Materiales y estado de degradación					
P5- Cualidades de los materiales	0	5	20	50	0.75
P6- Estado de conservación	0	5	20	50	0.75
Grupo 3- Unión a otros elementos estructurales					
P7 - Unión con las paredes ortogonales	0	5	20	50	0.50
P8- Unión con los diafragmas horizontales	0	5	20	50	0.50
P9- Impulsos de la cubierta	0	5	20	50	0.50
Grupo 4- Elementos ligados a la fachada					
P10- Elementos no estructurales	0	5	20	50	0.50
P11- Elementos beneficiadores de comportamiento	0	5	20	50	0.50
P12- Interacción con las fachadas adyacentes	0	5	20	50	0.50
P13- Tipo y masa de las estructuras de los pisos	0	5	20	50	0.50

Tabla 4.28- Parámetros para evaluar la vulnerabilidad sísmica en fachadas (Ferreira, 2010).

El Índice de vulnerabilidad sísmica se calcula conforme a la siguiente expresión:

$$I_{vf}^* = \sum_{i=1}^{13} C_{vi} \times p_i \quad (4.25)$$

Este método fue aplicado en el centro de la ciudad de Coimbra, Portugal, donde fueron analizados 672 edificios. Con la información adquirida se creó una base de datos; gracias al uso de la herramienta SIG se puede acceder a esta información y visualizar en el mapa de dicha área geográfica el índice de vulnerabilidad de las fachadas que fueron sujetas a estudio (figura 4.24).

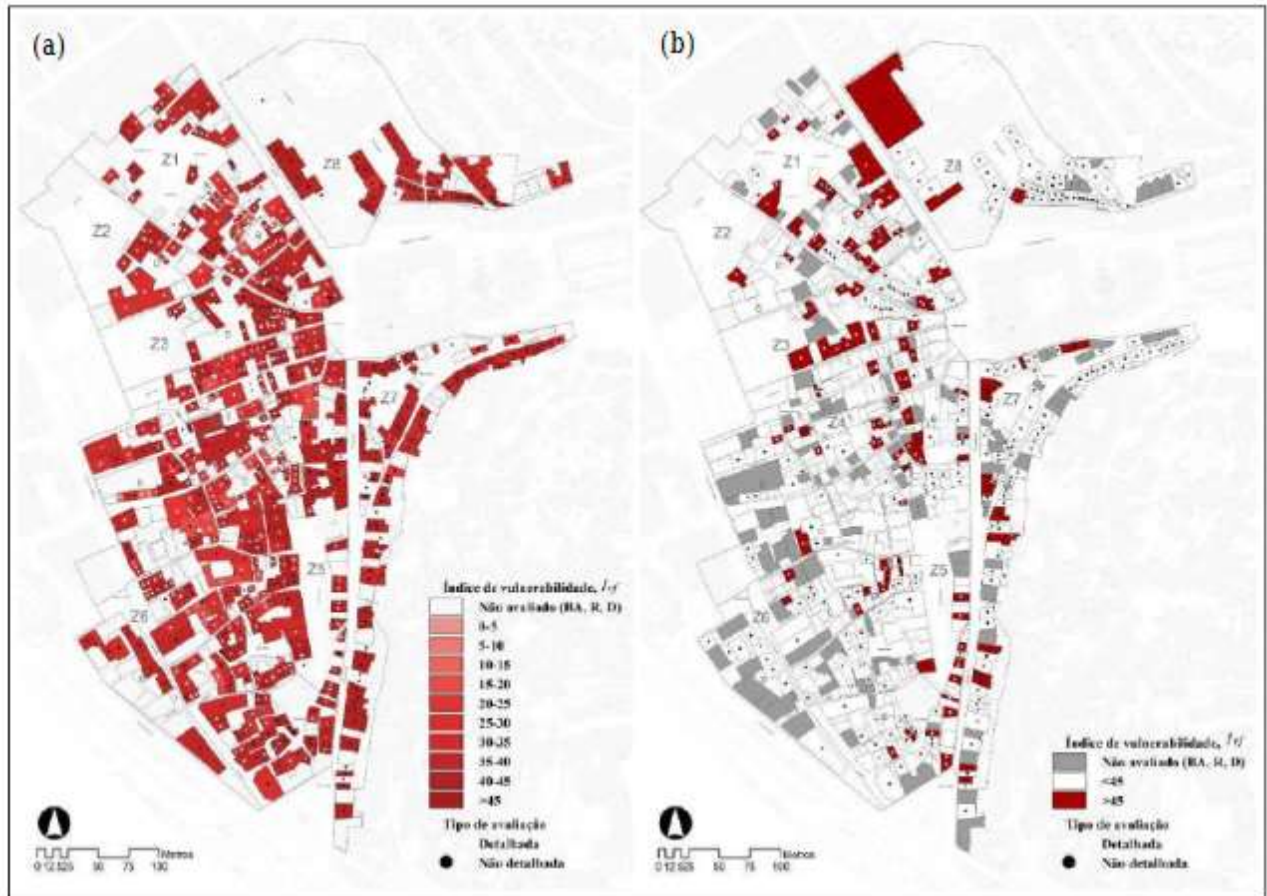


Figura 4.24- Mapa de la ciudad de Coimbra. Vulnerabilidad sísmica de las fachadas. a) Distribución global del índice de vulnerabilidad; b) Identificación de las fachadas con un $I_{vf} > 45$ (Ferreira, 2010).

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en sistemas de cubierta.

En la investigación realizada por Uribe (2019) se encuentra un análisis efectuado a una bóveda corrida. Debido a la incertidumbre respecto a las propiedades mecánicas de los materiales, que como se mencionó, es uno de los principales inconvenientes para el modelado de estructuras históricas, se optó en este caso por considerar dos tipos de materiales distintos representativos en estos sistemas de cubierta. El modelo se probó con

múltiples registros sísmicos para con ello generar las curvas de vulnerabilidad sísmica cuyas ecuaciones derivadas fueron las siguientes:

Piedra chiluca con mortero-cemento y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas

$$I_{DF}(Sa) = 1 - e^{-3(1.90Sa)^4} \quad (4.26)$$

Piedra chiluca con mortero- cemento y arreglo con pequeñas piedras no cuatrapedas

$$I_{DF}(Sa) = 1 - e^{-3(2.17Sa)^{9.20}} \quad (4.27)$$

En la figura 4.25 se muestran las funciones de vulnerabilidad de las ecuaciones 4.26 y 4.27, así como el posible mecanismo de falla al alcanzar aceleraciones superiores a 0.5g.

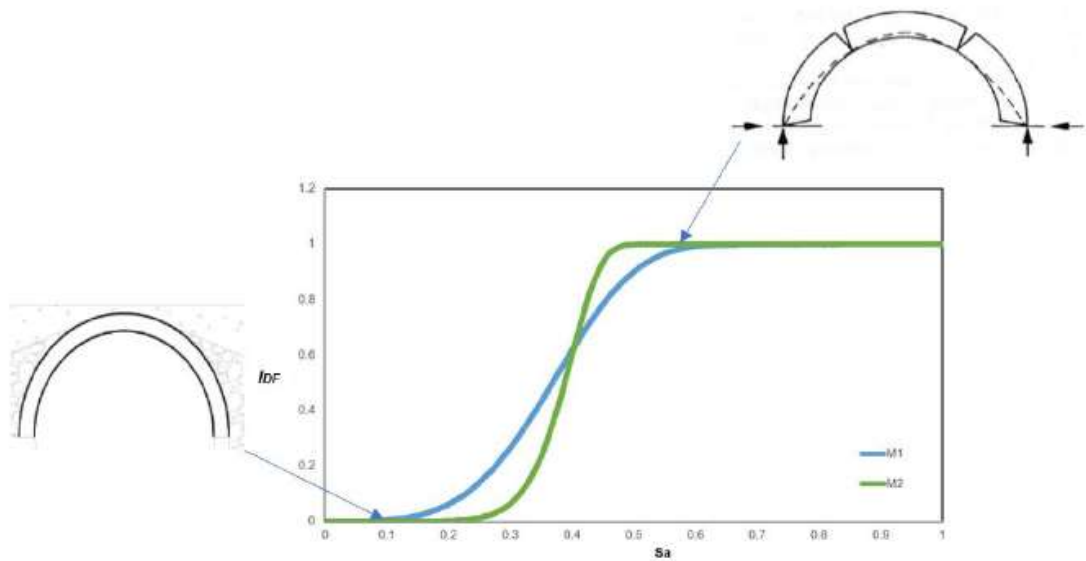


Figura 4.25– Función de vulnerabilidad para bóvedas de cañón.

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica para la validación de técnicas de rehabilitación.

De acuerdo al trabajo elaborado por Chávez (2010), en el que se ensayaron tres versiones distintas de una réplica a escala de un templo colonial en una mesa vibratoria: la primera sin refuerzo alguno; en la segunda sus campanarios fueron reforzados mediante una malla electrosoldada y la nave con barras de acero en su dirección transversal para impedir el fenómeno de coceo; y en la última se colocó una barra de acero postensado a lo largo de toda la torre y miembros de concreto reforzado de manera perimetral en la bóveda. Con ello se dedujeron funciones de vulnerabilidad para cada una de ellas y se calibraron con los

datos reales obtenidos a partir de los sismos acaecidos en septiembre de 2017 en templos ubicados en Puebla y Oaxaca. De esta manera fue posible comprobar la efectividad que pueden llegar a tener las técnicas de rehabilitación desarrolladas en dicho modelo (Rivera et al., 2019).

Para el modelo normal, sin refuerzo, situación que prevalece en la mayoría de los edificios del país, se obtuvo la siguiente función de vulnerabilidad sísmica:

$$I_{DF} (Sa) = 1 - e^{-3(2.50Sa)^{5.43}} \quad (4.28)$$

En la figura se presenta la curva de vulnerabilidad de la ecuación 4.28, calibrada con los daños observados durante los sismos de septiembre de 2017.

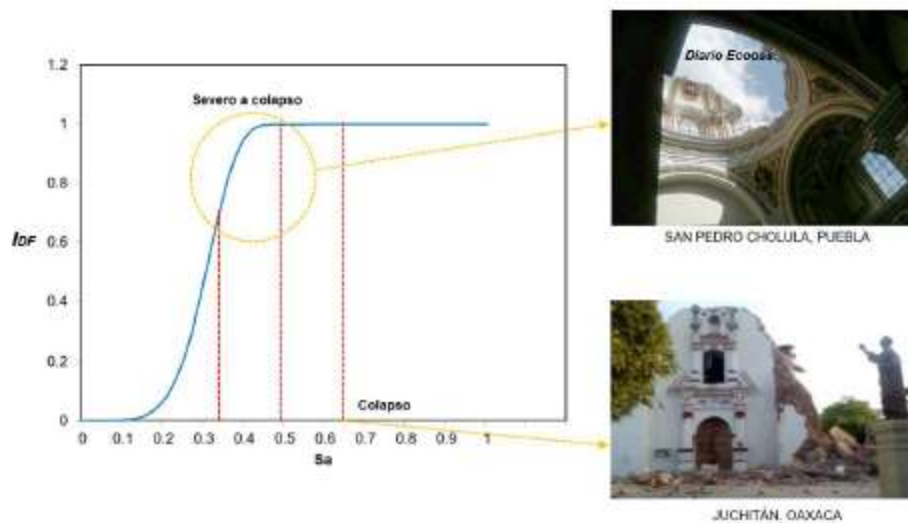


Figura 4.26- Calibración de la función de vulnerabilidad (Rivera et al, 2019)

En tanto que las funciones de vulnerabilidad para los dos tipos de refuerzo están dadas por las siguientes ecuaciones:

-Esquema de refuerzo uno

$$I_{DF} (Sa) = 1 - e^{-3(1.60Sa)^{13}} \quad (4.29)$$

-Esquema de refuerzo dos

$$I_{DF} (Sa) = 1 - e^{-3(1.12Sa)^{15.75}} \quad (4.30)$$

En la figura 4.27 se pueden observar de manera gráfica las funciones de vulnerabilidad de las tres versiones del modelo ya comentadas. Mientras que la versión del modelo sin refuerzo sufre daños severos bajo una demanda de 0.4g, en los otros dos casos ésta demanda prácticamente no provoca daños. Esto demuestra que dichas técnicas de rehabilitación contribuyeron manera significativa a reducir la vulnerabilidad sísmica.

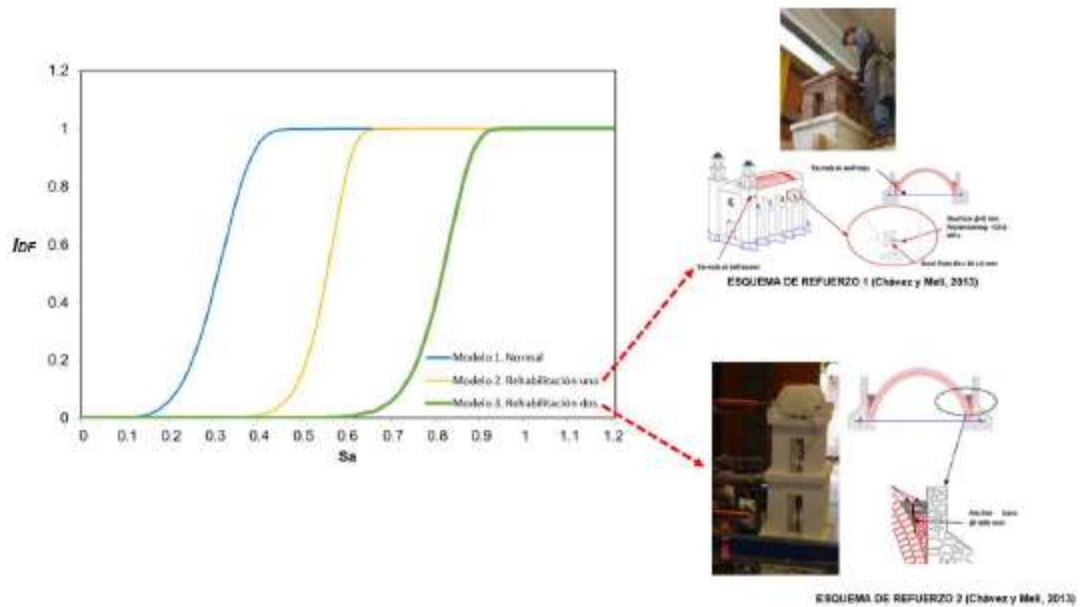


Figura 4. 17- Demostración de la reducción de la vulnerabilidad sísmica a través de técnicas de rehabilitación (Rivera et al, 2019).

CAPÍTULO 5: TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.

5.1- Antecedentes.

En los trabajos de intervención de los edificios históricos, ya sea en los grados de conservación o de restauración, el objetivo es garantizar la estabilidad del inmueble, así como conservar su integridad con el fin de no alterar su valor cultural, histórico y artístico. En caso de que la evaluación de su seguridad estructural no resulte favorable, se deben analizar y proponer las distintas técnicas de rehabilitación para que la construcción alcance un margen de seguridad aceptable.

La técnica a utilizar estará en función de los objetivos que se pretendan alcanzar en términos de seguridad estructural y habrá que considerar los principios básicos para conservar sus valores intrínsecos: respeto a la autenticidad de la estructura, mínima alteración e impacto, compatibilidad, reversibilidad y remoción, monitorización.

En este capítulo se comentan las técnicas de rehabilitación que suelen emplearse en los edificios históricos, con base en la revisión de trabajos en los que se han implementado dichas técnicas. Recordando que las acciones de rehabilitación implican la reparación o refuerzo de la estructura, según sea el grado de daño que repercuta en la estabilidad del inmueble. Aunque como se podrá observar, la mayoría de las técnicas están orientadas al refuerzo de este tipo de edificios.

5.2- Técnicas de reparación.

Se consideran trabajos de reparación aquellos cuyo principal objetivo es la preservación del edificio desde un punto de vista estético y no tanto desde el estructural. Para ello, se busca la utilización de técnicas constructivas y materiales con características y apariencia similares a los originales que permitan remediar el daño en los elementos no estructurales, procurando dotarlos de un buen aspecto. Algunas de las técnicas más comunes son la renovación de unidades y morteros dañados y el sellado de grietas (figura 5.1).

El sellado de grietas se lleva a cabo frecuentemente con polímeros y materiales convencionales para prevenir la infiltración de humedad al elemento estructural y para mejorar su apariencia (Preciado et al., 2016).

La recuperación de unidades dañadas y de mortero de igual manera busca mejorar su apariencia, pero también contribuye de cierta forma a aumentar la resistencia del elemento estructural. Entre las principales complicaciones que se tienen para esta labor, se encuentra el hecho de que en muchas ocasiones no se sabe exactamente de dónde provienen las piezas originales, por lo que existe una variación tanto de resistencia y deformaciones, como de color entre las piezas nuevas y viejas. Para tratar de solucionar este problema, las piezas nuevas se someten a un proceso de humedad inducida o a un tratamiento químico, brindándoles así una apariencia de envejecimiento y reduciendo su resistencia. El intento de emular las condiciones de resistencia y deformaciones entre las piezas nuevas y las viejas se realiza para evitar la concentración de esfuerzos. Para crear una buena compatibilidad de deformaciones suelen utilizarse morteros de polímeros adicionados con fibras naturales, pues tienen resistencias reducidas y además son ecológicos. Un ejemplo de este tipo de rehabilitación es el Monasterio Kaisarini en Grecia, tal como se comenta ampliamente en el trabajo de Moropoulou et al. (2016).



Figura 5.1- Sustitución de piezas dañadas (izquierda) y sellamiento de grietas (derecha). (Sanders et al., 2007).

Otro de los problemas que aqueja a los edificios históricos es la degradación de su aspecto por causas ambientales, como pueden ser la humedad, la contaminación, y los ataques biológicos. La solución que se ha encontrado para combatir esta problemática es la utilización de productos químicos que se encargan de desmanchar y eliminar la humedad en los materiales, sin embargo, últimamente se ha optado por recurrir a productos biodegradables para devolverle su color original a las construcciones (figura 5.2).



Figura 5. 2- Ejemplo en el tratamiento para mejorar el aspecto de las construcciones: Librería Pública de Nueva York (LIW, 2016).

5.3- Técnicas de refuerzo.

5.3.1- Confinamiento de prefuerzo.

Las técnicas de refuerzo en los edificios históricos tienen por objetivo mejorar el desempeño estructural del elemento dañado ante solicitaciones severas a futuro, como pueden ser los sismos o hundimientos diferenciales del terreno, con ello se garantiza su conservación.

En este sentido, se han desarrollado diferentes técnicas para lograr este cometido, tal como se describe a continuación.

Esta técnica se ha empleado en las construcciones históricas, donde suelen emplearse correas o cinturones de acero o de otros materiales, como polímeros de fibras reforzadas, tal como ha ocurrido en los siguientes edificios históricos: la Rotonda de Galerio y la Catedral de San Andrés Apóstol en Grecia, la Torre de Pisa y la Basílica de San Carlos en Italia, y en la cúpula del Santuario de Loyola ubicado en España, por mencionar algunas.

Confinamiento exterior a estructuras de mampostería con materiales compuestos o de acero.

Una opción para los edificios históricos de mampostería es la utilización de tendones unidireccionales de polímeros de fibras reforzadas (fiber-reinforced polymers, FRP), comúnmente llamados compósitos o materiales compuestos.

Este material aporta muchas ventajas mecánicas, como su buena resistencia, su alta rigidez, su ligereza y su insensibilidad a la corrosión. Está comprobado que su durabilidad es muy alta y que los costos de mantenimiento y de transporte son bajos. A causa de lo anterior, se ha requerido a los FRP para el desarrollo de tendones presforzados y para el refuerzo de concreto, madera y mampostería. Sin embargo, también se encuentra sujeto a fenómenos de tipo ambiental, como ataques químicos y absorción de humedad, así como fluctuaciones de temperatura e irradiación a causa de los rayos ultravioleta, lo cual puede llevar a la deterioración del material y, consecuentemente, a una falla prematura. De manera general, los polímeros de fibra de carbono reforzada (CFRP) son altamente resistentes a dichos fenómenos; los polímeros de fibra de vidrio reforzada (GFRP) son sensibles, y los polímeros de fibra de aramida reforzada (AFRP) muestran un comportamiento regular.

Los tendones de FRP, en forma de cintas o correas, se colocan en la cara externa de la estructura de mampostería, uniéndose únicamente en los límites de esta y siendo postensados para proveer confinamiento horizontal (figura 5.3). El material, debido a su naturaleza anisotrópica, tiene una resistencia a la compresión relativamente baja (de alrededor del 10% de su resistencia a la tensión en su dirección fuerte) y una resistencia a cortante incluso más baja.

En el caso de que el confinamiento se realice en estructuras circulares como cúpulas, las cintas se colocarán alrededor del perímetro deseado y se unirán mediante placas de acero inoxidable, las cuales se encuentran ligadas gracias a la resina epóxica, que se mantiene oculta para asegurar una mayor durabilidad. Una mejor adhesión entre el tendón y las placas de acero se consigue fijándolos con correas externas, lo que además incrementa su resistencia. Cada par de placas se encuentra unido a una barra acopladora común (tensor) a través de una barra de acero inoxidable (Triantafillou y Fardis, 1997).

Cuando el edificio cuenta con esquinas agudas, los tendones de FRP tendrán que ser anclados de manera individual; para ello se requiere de un ángulo de acero inoxidable. Los dos tendones sujetos al mismo ángulo deberán de ser presforzados de forma gradual, de tal forma, que en la esquina los momentos de las fuerzas de cada tendón se contrarresten uno con otro (figura 5.3).

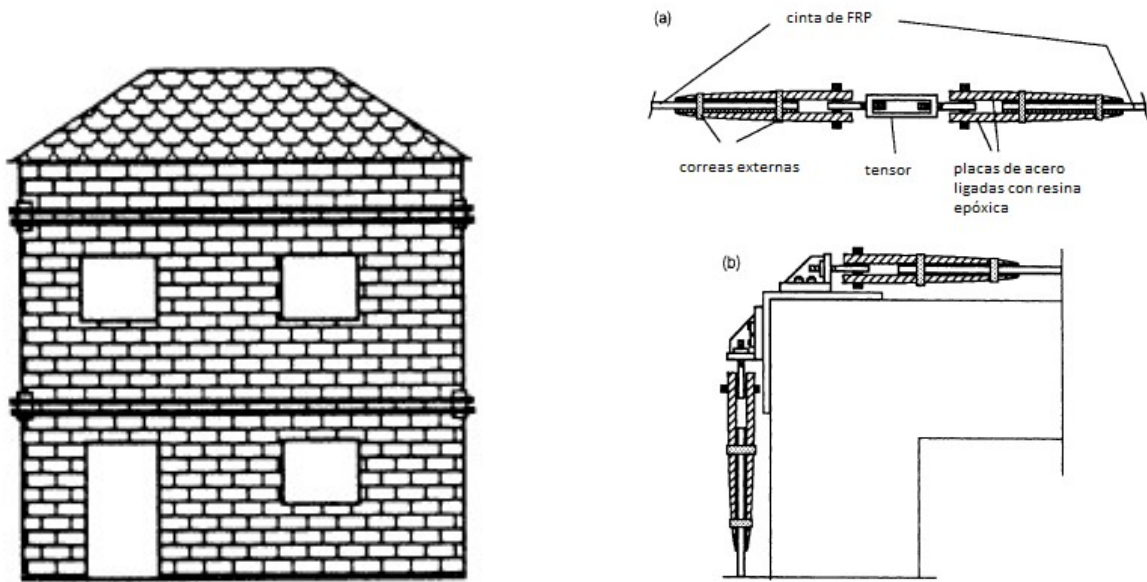


Figura 5. 3- IZQUIERDA: aplicación externa de las correas de FRP; DERECHA: a) anclaje propuesto para estructuras circulares; b) anclaje propuesto para esquinas de edificios de mampostería. (Triantafillou T. y Fardis M., 1997).

Aplicación de la técnica de confinamiento exterior con tendones presforzados a la Torre de Pisa.

En el año de 1990, el gobierno italiano, con base al estudio realizado por los profesores Leonhardt y Macchi, donde se recalca la urgente necesidad de mejorar la resistencia de la primera logia (o primer piso) a través de un presfuerzo transversal activo, procedió a realizar los trabajos para salvaguardar y restaurar la Torre de Pisa.

Antes de realizarse los trabajos, la solución propuesta se probó en un tanque de concreto que tenía un diámetro similar al de la Torre. En 1992 se llevó a cabo la intervención mediante la instalación de tendones de una sola cuerda cubiertos de un tubo de PVDF (polivinildenofluoruro) para impedir su envejecimiento a causa de los rayos ultravioleta y de problemas relacionados con la contaminación atmosférica. Estos tendones, de 8 y 10 unidades, fueron tensados (figura 5.4) y anclados gracias a un anclaje intermedio (figura 5.5); los tendones fueron cortados –después de haber sido tensados– con una longitud tal, que permitiera su posterior control en cualquier momento, mediante el incremento o disminución de su fuerza (Syngellakis, 2013)



Figura 5.4- Tendones siendo tensados (Modena C., et al, 2005).



Figura 5.5- Detalle de la primera intervención: anclaje intermedio (Modena C., et al, 2005).

El sistema, que había sido diseñado para durar de 30 a 40 años, se conservó de manera extraordinaria hasta el año 2000, cuando el profesor Macchi propuso cambiarlo por un nuevo sistema que consistía en un cable de acero inoxidable que contara con la misma capacidad que el anterior y que se instalara de manera permanente pero también siendo reversible. Con esta nueva implementación, se buscaba que tuviera un menor impacto visual y que la durabilidad fuera mayor.

Se eligió un cable de acero inoxidable con una gran resistencia a la corrosión atmosférica y con una resistencia mecánica muy alta; contaba con una resistencia superior a 1400 N/mm^2 ($14,280 \text{ kg/cm}^2$), y un punto de fluencia por encima de 1200 N/mm^2 (kg/cm^2). El confinamiento en la logia se realizó con un cinturón de solamente 100 mm, conformado por tres capas de cables de acero inoxidable, que en total proporcionaron una fuerza de presfuerzo de 480 kN, o sea, 49 t, aproximadamente. Cada capa fue anclada a la Torre con abrazaderas de acero inoxidable y prendedores colocados para contrastar las fuerzas de desviación en los puntos de desviación (figura 5.6). La superficie de mármol fue protegida del contacto directo de la cadena de acero, mediante un cinturón de madera envuelto por una banda de goma.

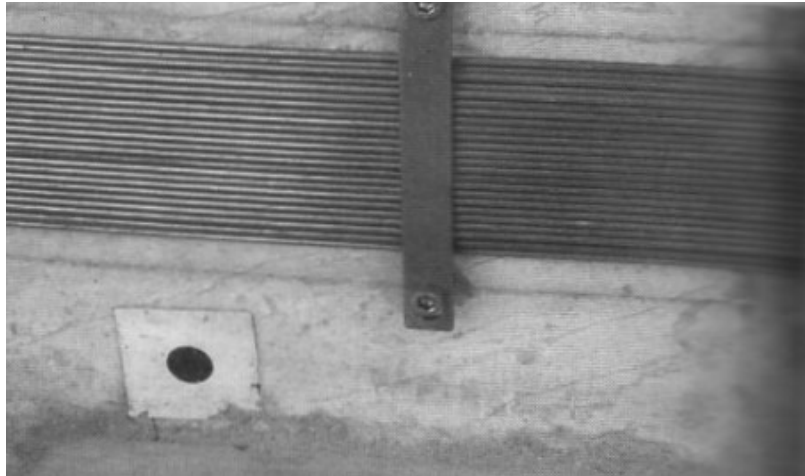


Figura 5.6- Segunda intervención: cinturón de acero inoxidable (Modena C., et al, 2005).

5.3.2- Refuerzo con acero postensado.

La implementación del acero postensado data de principios del siglo XIX en Europa, donde fue utilizado en torres y bóvedas. Este tipo de refuerzo es comúnmente aplicado de manera horizontal para propiciar el comportamiento de diafragma rígido del edificio al generar una mejor conexión entre las paredes y contribuir a evitar las fallas por volteo ya mencionados en capítulos anteriores. Además, en arcos y bóvedas, también reduce la probabilidad del fenómeno de coceo (De Guglielmo F, 2015). En la figura 5.7 se muestran algunos ejemplos de aplicación.





Figura 5.7- Ejemplos de antiguas barras de acero postensado en edificios italianos (De Guglielmo F, 2015).

Así mismo, este tipo de refuerzo se puede aplicar de manera vertical para reducir el nivel de daño que podrían sufrir las torres de campanarios ante las excitaciones dinámicas del sismo. De acuerdo con lo demostrado por Chávez (2010), con la aplicación de este tipo de refuerzo y otras técnicas se puede evitar el colapso de las torres por la acción del sismo. En la figura 5.8 se ilustra la implementación de este tipo de refuerzo.

Ejemplos de la aplicación de este tipo de refuerzo se pueden encontrar en la torre de reloj de la oficina general de correos en Sídney, Australia, en la que se incrementó su desempeño sísmico por medio de barras de acero colocadas tanto horizontal como verticalmente con una fuerza de presfuerzo de alrededor de 1771 kN (Ganz, 2002) -como se puede observar en la figura 5.9-, y en la torre de campanario de la iglesia de San Giorgio en Trignano, Italia, donde se incorporaron manera vertical cuatro de estos refuerzos con aleaciones con efecto térmico de memoria, uno en cada esquina, anclados en la parte superior de la torre y en los cimientos, con una fuerza de presfuerzo de 20 kN cada uno (Indirli et al, 2001), como se muestra en la figura 5.10.



Figura 5. 8- Refuerzo vertical efectuado al interior de una torre de un modelo a escala (Chávez M, 2010).

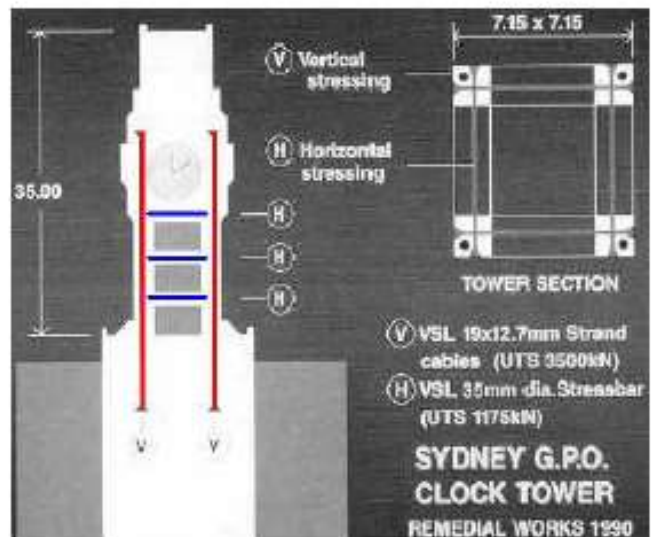


Figura 5.9 – IZQUIERDA: Vista general de la torre de reloj de la oficina general de correos de Sídney, Australia; DERECHA: Detalles del sistema de refuerzo (Ganz, 1990).

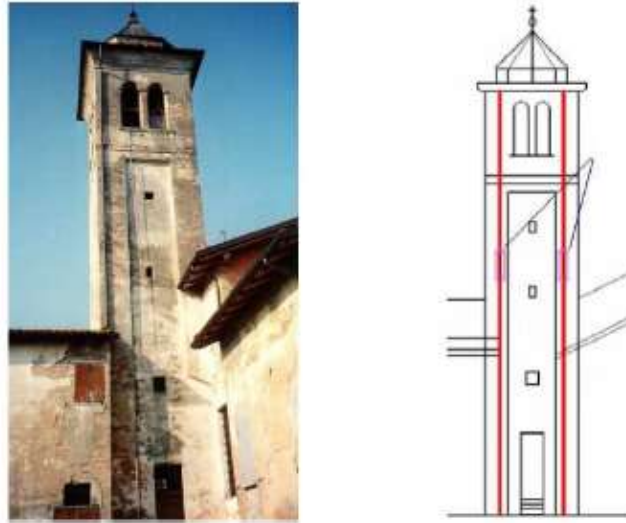


Figura 5.10- IZQUIERA: Vista general de la torre de campanario de San Giorgio en Trignano, Italia; DERECHA: esquema del refuerzo (Indirli et al, 2001).

En general esta técnica es altamente recomendable debido a que no atenta contra la estética del inmueble y a que es duradera y reversible; además aporta ventajas desde el punto de vista estructural al no incrementar masas y al no interactuar negativamente en el caso de que se presenten oscilaciones.

5.3.3- Refuerzo con mallas electrosoldadas.

Como se vio en su momento, los temas de campanarios suelen ser muy vulnerables a las demandas sísmicas, debido a que en algunas ocasiones pueden considerarse como un apéndice de la estructura principal. Por esta razón, es necesario prestarles atención e implementar técnicas apropiadas de refuerzo para reducir el riesgo de colapso.

Una de las técnicas de refuerzo que se ha implementado satisfactoriamente –por ejemplo, en los templos de La Compañía y de Almolonga, ambos ubicados en el estado de Puebla– es el refuerzo a través de mallas electrosoldadas. La malla se coloca en el interior de la torre y puede cubrirse con mortero para tratar de ocultarla, aunque, claro está, debe hacerse una valoración sobre una afectación a la autenticidad, y si le otorga un mejor aspecto.

La efectividad de esta técnica ha sido comprobada por el estudio realizado en una mesa vibradora por Chávez (2010), donde demostró que esta técnica, junto con otras, conlleva un mejor desempeño sísmico. En la figura 5.11 se ilustra la aplicación del refuerzo en una torre de campanario con malla electrosoldada.

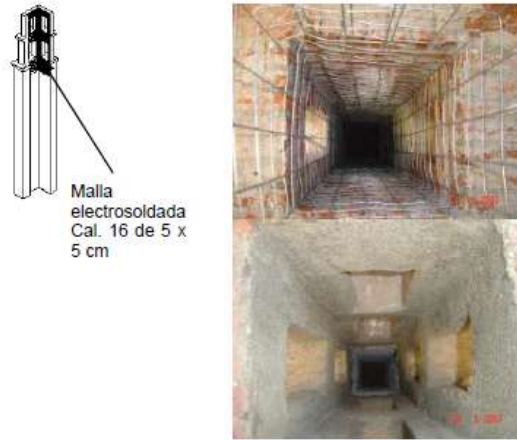


Figura 5. 11-Refuerzo con malla electrosoldada al interior de un campanario (Chávez M, 2010).

5.3.4- Implementación de concreto reforzado.

El confinamiento de una estructura de mampostería por medio de dalas y castillos permite mejorar su comportamiento sísmico. Chávez (2010), estudió este tipo de refuerzo en un modelo a escala de un templo, al que le colocó una dala de concreto reforzado alrededor de la bóveda, a la altura de su arranque, buscando obtener una mejor conexión entre los distintos elementos de la nave y así evitar las fallas por volteo y por separación de fachada ya analizadas en el inciso 2.2.2. Para ello, este elemento fue anclado a las torres y a la fachada mediante barras de acero. Las barras de acero se sujetan gracias a un sistema de placa-tuerca. En la figura 5.12 se muestra un esquema del refuerzo descrito.

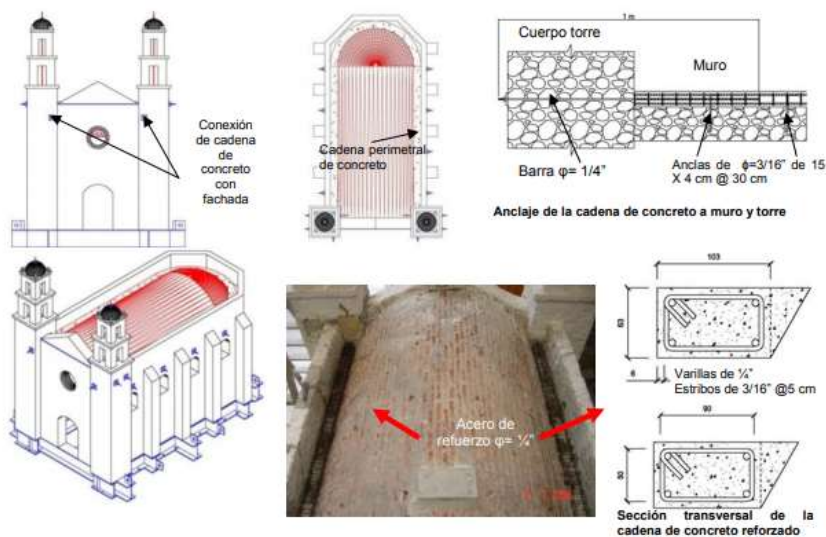


Figura 5. 12- Sistema de refuerzo de cadena de concreto reforzado aplicado a un modelo a escala de un templo (Chavez M, 2010).

5.3.5- Confinamiento con placas de acero.

El confinamiento de elementos de mampostería o de piedra que soportan cargas verticales es una técnica que se utiliza comúnmente, ya sea en muros o columnas, para mejorar su capacidad última o para recuperarse del daño ya sufrido. En el caso de las placas de acero, éstas resultan particularmente atractivas debido a que pueden retirarse en cualquier momento, de ser necesario (figura 5.13).

El principio básico del confinamiento se basa en la aplicación de una acción compresiva en una o más direcciones transversales a aquella de la carga aplicada, para así lograr las condiciones de un esfuerzo a compresión multi-axial, lo que provoca un aumento en la resistencia a la compresión del miembro (si se compara con la que tiene bajo un esfuerzo uni-axial) y una notable mejoría en su ductilidad (Mandara y Palumbo, 2004).



Figura 5. 13- Columna de mampostería confinada con placas de acero (Mandara y Palumbo, 2004).

En un miembro confinado en una sola dirección transversal a través de placas de acero pueden ocurrir tres tipos de fallas (figura 5.14). El primer tipo consiste en que fluya la barra de acero, la segunda implicaría el colapso por medio de aplastamiento de la mampostería en el área confinada, y el último mecanismo de falla es el colapso por una combinación de tensión y cortante en las áreas no confinadas. Los parámetros que más influyen para determinar el mecanismo de falla son la relación entre el área de la placa y la de la barra (A_p/A_s) y la relación entre la longitud del elemento y su espesor (h/t). Las formas en que estos parámetros se relacionan con los modos de falla son las siguientes:

cuando se utilizan pequeñas placas de acero, tiende a producirse una falla por aplastamiento en la mampostería; mientras que cuando existe una distancia considerable entre placas ocurre un colapso por cortante en el área no confinada; y un valor alto en la relación A_p/A_s , produce la falla en la que fluye la barra de acero, la cual, en teoría, da el mejor comportamiento en términos de ductilidad (Mandara y Palumbo, 2004).

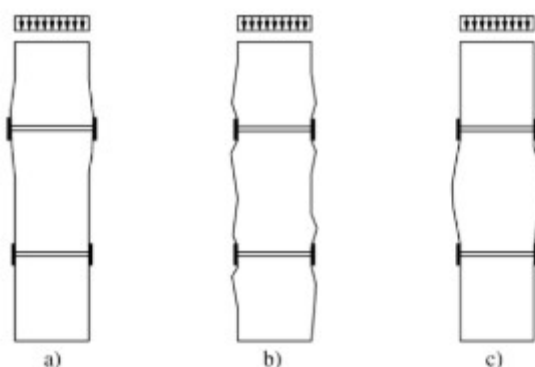


Figura 5. 14- Mecanismos de falla en una columna de mampostería confinada en una sola dirección transversal: a) cuando la barra fluye; b) aplastamiento en el área confinada; c) combinación de tensión y cortante en el área no confinada (Mandara y Palumbo, 2004).

5.3.6- Refuerzo con FRP (Fiber Reinforced Polymers).

El vendaje de FRP puede ser utilizado para mejorar el confinamiento de las columnas de mampostería de edificios históricos, así como para mejorar las conexiones débiles entre vigas y columnas; y para reforzar domos, bóvedas y arco en el extradós o intradós (figura 5.15).

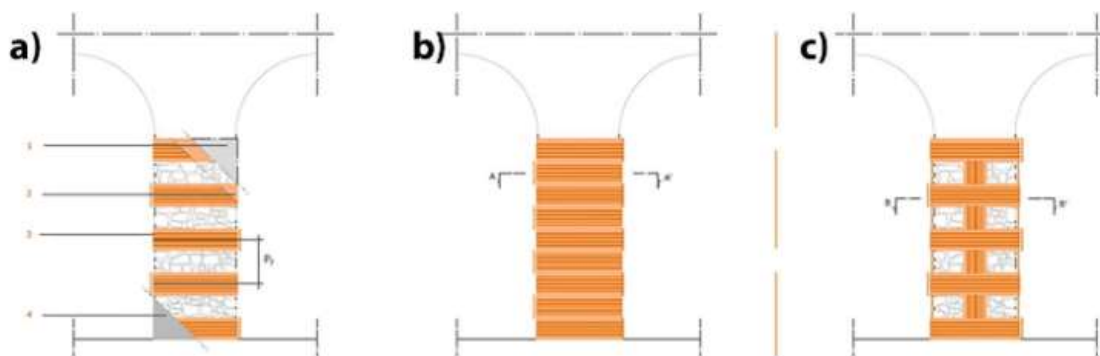


Figura 5.15- Diferentes soluciones para el confinamiento de columnas de mampostería envolviéndolas con FRP: a) vendaje discontinuo; b) vendaje continuo; c) vendaje discontinuo con franjas longitudinales (Grazzini A., Agnetti S., 2019).

El proceso para este tipo de refuerzos se puede resumir en los siguientes pasos. En primer lugar, se prepara la superficie de aplicación, eliminando las irregularidades –en caso de ser necesario se aplicará una capa de mortero– y aplicando un fijador epóxico. Posteriormente se le aplica una resina sintética y un solvente, y finalmente se colocan las bandas con un rodillo, procurando girarlo en la dirección de las fibras y ejerciendo una ligera presión, evitando la formación de burbujas de aire (figura 5.16).

La mampostería puede considerarse como un material anisotrópico y de comportamiento no lineal, además de que muestra un comportamiento frágil bajo los esfuerzos a tensión; su resistencia a tensión es despreciable en comparación con su resistencia a compresión. Los FRP, por otro lado, tienen un comportamiento anisotrópico y lineal hasta la falla. El vínculo que se forma entre los dos materiales es deseable debido a que evita las fallas frágiles.



Figura 5.16- Aplicación de banda de GFRP al intradós de un arco (Grazzini A., Agnetti S., 2019).

El refuerzo con FRP también puede ser de utilidad para mejorar la estabilidad de las torres de campanarios, tal como se han implementado en Italia, según el documento CNR-DT R1/2013. En la figura 5.17 se muestra un ejemplo de aplicación de dicha técnica de refuerzo.



Figura 5. 17- Ejemplo de aplicación de la técnica de confinamiento exterior mediante cintas de FRP (www.mapei.com)

El método para calcular el refuerzo es el que se propone en las *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Composti Fibrozintati, CNR-DT 200 R1/2013* y que ha sido ya aplicado en diversos edificios históricos.

En términos generales, el método consiste en comparar la fuerza solicitante con aquella que se puede obtener a través del refuerzo, y verificar que esta última sea igual o mayor.

El mecanismo consiste en el volteo alrededor de una cerradura cilíndrica que se crea en la base el muro a causa de la limitada resistencia a tracción de la mampostería. Si bien la cerradura tiene una dimensión finita, correspondiente a la longitud de la mampostería que se encuentra comprimida, se puede asumir, en una primera aproximación, que ésta se encuentra en el borde exterior del muro.

El colapso por volteo puede interesar a muros que no se encuentran ligados a otras paredes ortogonalmente o también a muros que no están restringidos en su parte superior. El mecanismo depende de varios factores, como la condición de la conexión, la esbeltez de la pared y las dimensiones de su sección.

Una posible intervención con refuerzos de FRP consiste en la inserción de uno o más elementos horizontales, adheridos a la parte superior de la cara externa de la pared, estampados sobre las paredes ortogonales de los extremos. En caso de que en las paredes ortogonales estén presentes columnas, la solución de moldear el refuerzo de FRP según el perfil de la columna, puede conducir a que se generen esfuerzos elevados de tracción en el apoyo, con un consecuente peligro de desprendimiento. Es por esto recomendado el recurso de oportunos procedimientos como, por ejemplo, la implementación de dispositivos de anclaje mecánicos.

Los mayores beneficios y la mayor eficacia de la intervención en lo que respecta al volteo simple se consigue confinando completamente la construcción de mampostería.

En la figura 5.18 se ilustra el esquema bajo el cual se puede efectuar la incorporación del refuerzo a base de FRP.

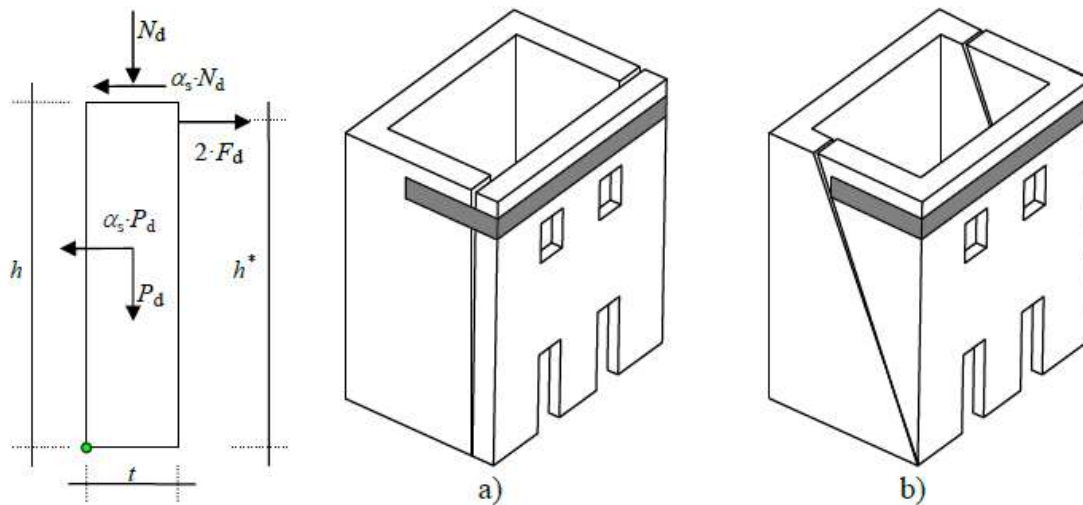


Figura 5.18- Esquema de las fuerzas actuantes en el sistema de refuerzo de FRP (CNR-DT 200 R1/2013).

A continuación, se describe el proceso de instalación de acuerdo con las indicaciones del proveedor (MAPEI, 2018)

Es necesaria la preparación del área donde se pretende colocar el refuerzo. En el caso de superficies irregulares, es recomendable la realización de un estrato de regularización mediante morteros bicomponentes reforzados con fibras de alta ductilidad. Tomando en cuenta el tiempo de curado del mortero, se procede a la aplicación del confinamiento de la siguiente manera:

- Aplicar sobre el estrato de regularización el primer bicomponente epoxi (figura 5.19A).
- Extender sobre el anterior un estrato uniforme de 1 a 1.5 mm otro producto epoxi (figura 5.19B).
- Aplicar, a su vez, una capa de resina epoxi fluida para la impregnación de las cintas de refuerzo (figura 5.19C).
- Cortar las cintas de acuerdo a la longitud deseada.
- Aplicar el refuerzo (en este caso el Mapewrap C UNI-AX HM 600), teniendo cuidado de sobreponer las cintas por lo menos 20 cm y presionarlas con el fin de evitar la formación de burbujas de aire (figura 5.10D).
- Aplicar una segunda capa de la resina epoxi fluida (figura 5.10E).
-



Figura 5. 19- Aplicación de las cintas de refuerzo de FRP (MAPEI, 2018).

Las construcciones históricas de mampostería pueden verse afectadas por el fenómeno de fluencia lenta o fluencia viscosa. La fluencia lenta es un fenómeno en el cual el material puede llegar a fallar cuando se le ha aplicado durante mucho tiempo una carga constante, aun cuando esta carga provoque en realidad un esfuerzo menor al que es capaz de soportar de manera nominal el material (puede iniciarse a partir del 45-50 % de la resistencia nominal del material).

Para combatir este efecto, se ha ideado un refuerzo a través de barras de acero o de FRP, las cuales contribuyen a combatir la propagación de las grietas y la dilatación del elemento. La técnica consiste en incrustar las barras en las juntas horizontales de mortero y rellenarlas con un nuevo mortero que resulte adecuado (figuras 5.20 y 5.21).



Figura 5. 20- Inserción de la cinta en la mampostería (Modena C., et al, 2005).



Figura 5. 21- Ejemplo de barras de acero (Modena C., et al, 2005).

En el caso de los FRP, primero se apostó por la utilización de varillas y morteros de resina epóxica, sin embargo, con las investigaciones realizadas hasta el momento, se ha demostrado que esto no resulta tan apropiado, y en cambio se ha optado por bandas de CFRP, las cuales son menos invasivas y se adaptan mejor.

Al compararse las dos opciones, se encuentra que ambas reducen la dilatación del material, pero el acero es un poco más efectivo (figura 5.22). Las bandas de CFRP aportan una mayor resistencia (figura 5.23); empero, su falla resulta más dañina, ya que se obtiene una distribución desigual de esfuerzos concentrada en la zona ubicada debajo del refuerzo, debido probablemente al hecho de que se tiene un espesor pequeño pero un módulo de elasticidad muy alto.

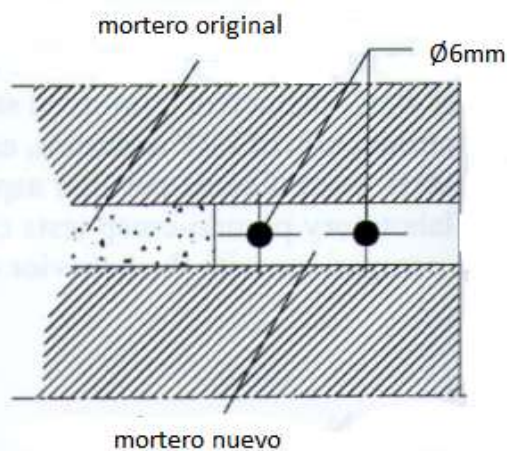


Figura 5. 22- Esquema general del refuerzo con barras de acero (Modena C. et al, 2005).

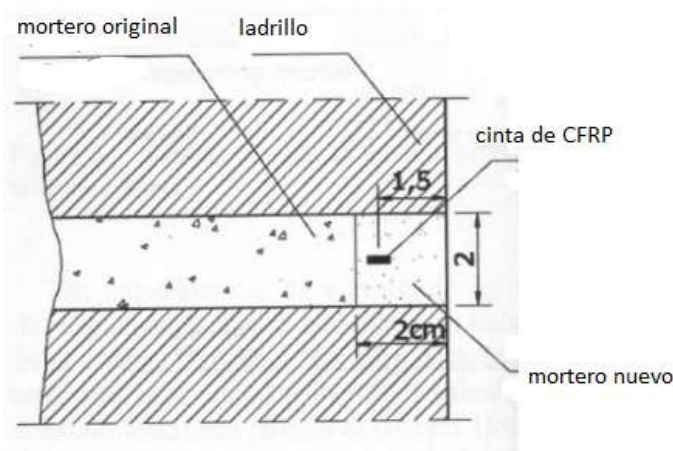


Figura 5. 23- Esquema general del refuerzo con cinta de CFRP (Modena C. et al, 2005).

5.3.9- Aislamiento sísmico.

La implementación de aisladores sísmicos es una opción sumamente viable en los edificios históricos, pues evita la adición o modificación de elementos que pudieran dañar la integridad y el valor de este tipo de construcciones.

A través del aislamiento sísmico se busca “desvincular” al edificio del movimiento del suelo en el que se apoya para lograr así la formación de dos subsistemas. Comúnmente los aisladores sísmicos se colocan entre la cimentación y las columnas del primer nivel (aislamiento de base), pero en realidad pueden instalarse en cualquier piso. Los resultados del aislamiento en la base son mejores, de manera general, que aquellos que se obtienen cuando se aíslan otros niveles, reduciendo de manera significativa la transmisión de energía sísmica al edificio al aumentar su periodo dominante y disminuyendo el desplazamiento entre los niveles; sin embargo, cuando los desplazamientos en el nivel en que se coloca el aislador se vuelven considerables y exceden los límites permitidos, se recomienda además añadirle amortiguadores al sistema.

Existen dos tipos clásicos de aisladores: los elastoméricos y los péndulos. Los aisladores elastoméricos son un conjunto de placas de acero alternadas con capas de goma, las cuales se vulcanizan para formar una unidad. Los péndulos (figura 5.24), por otro lado, consisten en una placa cóncava, un deslizador articulado y placa albergadora. Los dos tipos de aisladores están diseñados para desplazarse de manera horizontal en cualquier dirección, dependiendo de la dirección del sismo.

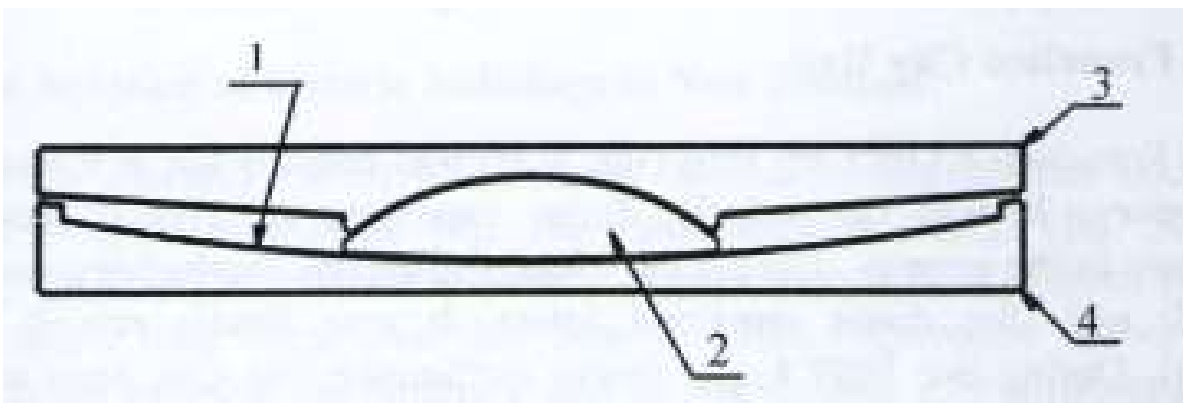


Figura 5.24- Aislador tipo péndulo: 1- superficie cóncava; 2- deslizador convexo; 3- placa albergadora; 4- placa cóncava (Syngellakis S., 2013).

La elección del tipo de aislador depende de las características dinámicas del edificio. Para determinar dichas características suelen utilizarse los métodos mencionados en el capítulo anterior: la vibración ambiental o la vibración forzada.

Entre los edificios históricos que han sido rehabilitados con aisladores sísmicos tenemos el ayuntamiento de la ciudad de Oakland, el ayuntamiento de San Francisco (figura 5.25) y el viejo banco de Nueva Zelanda.



Figura 5.25– Instalación de aisladores bajo las columnas del edificio del ayuntamiento de San Francisco (Iskhakov y Ribakov, 2006).

5.3.10- Control de hundimientos diferenciales.

Modificación de las dimensiones de la cimentación.

Esta técnica consiste en el alargamiento o ensanchamiento de la cimentación (figura 5.26) o en el reemplazo total de la zona dañada con materiales nuevos o antiguos que se asemejen lo mayor posible a los originales (figura 5.27), tratando siempre de respetar las partes que se encuentren en un estado aceptable. Ambos casos, pero en especial el último, debe de realizarse únicamente cuando se tenga un riesgo extremadamente grande y no se haya encontrado ninguna otra alternativa (Oliveira y Márcia, 2008).

Es considerada como una solución permanente y se utiliza para aportar estabilidad a la estructura ante acciones futuras y previsibles.

Como ejemplo de incremento a las dimensiones se tiene el alargamiento de la cimentación existente del Campanario de San Marcos en Venecia con la finalidad de reducir la presión de contacto transmitida al suelo. Por otro lado, en el Templo de Bayon,

en Camboya, se optó por dismantlar sólo una parte de la cimentación, mientras que otra se mantuvo, al considerarse que estaba en buenas condiciones (Oliveira y Márcia, 2008).

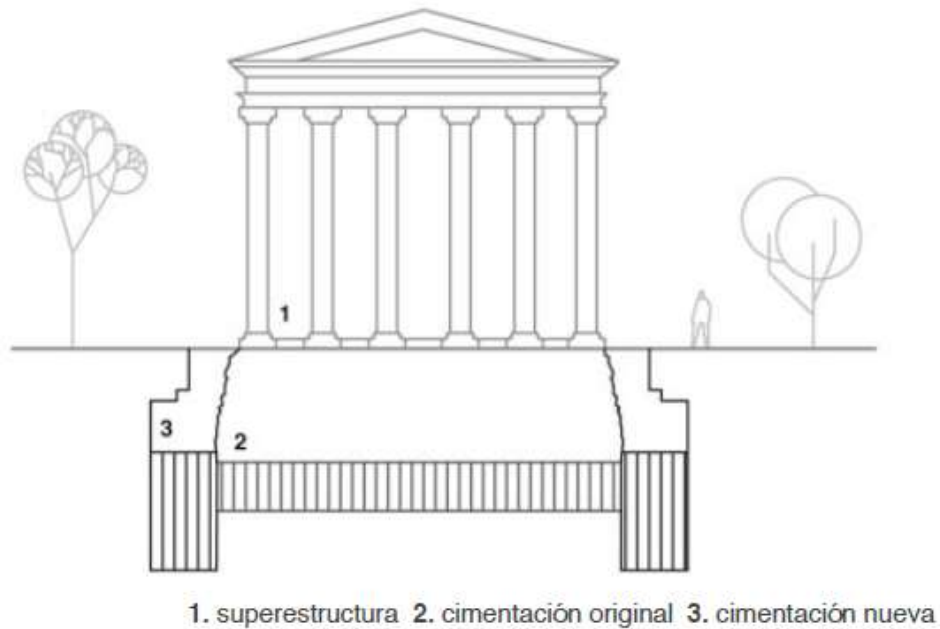


Figura 5. 26- Incremento en las dimensiones de la cimentación existente (Oliveira y Márcia, 2008).

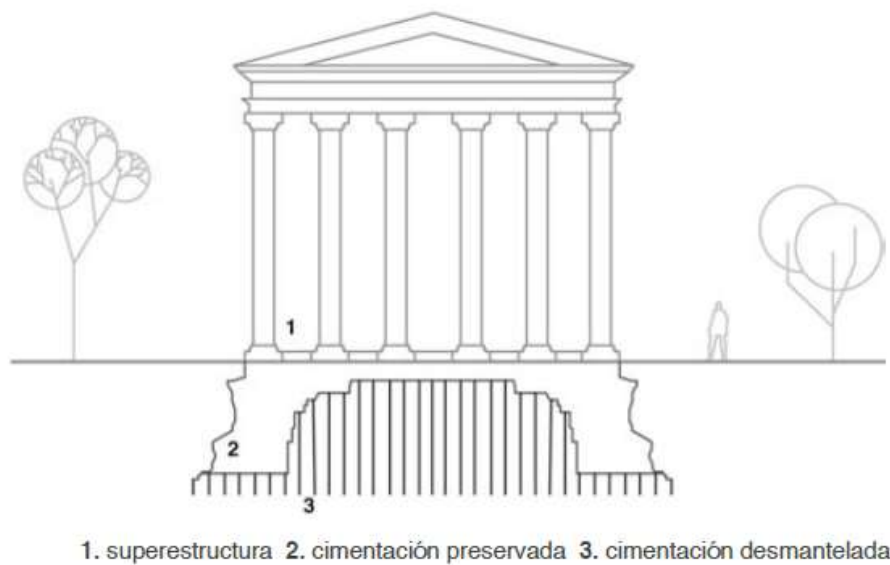


Figura 5. 27- Desmantelamiento de la sección existente (Oliveira y Márcia., 2008).

Lastre.

La técnica del lastre consiste en la colocación de contrapesos en una determinada zona del edificio –en el lado menos hundido de la construcción– por etapas o en una sola aplicación, para inducir un asentamiento y así compensar inclinaciones y desplomos (figura 5.28).

El lastre está frecuentemente constituido por grandes bloques de plomo o por arena seca o húmeda, pero también se ha recurrido al agua para que funcione como lastre a través de la inundación de celdas o de compartimentos.

La técnica puede ser una medida permanente o temporal. A pesar de que se ha notado que tiene una mayor efectividad como medida permanente, no es fácilmente aceptada en los edificios históricos. Un ejemplo de la aplicación del lastre como medida temporal, lo encontramos en la Torre de Pisa (figura 5.29).

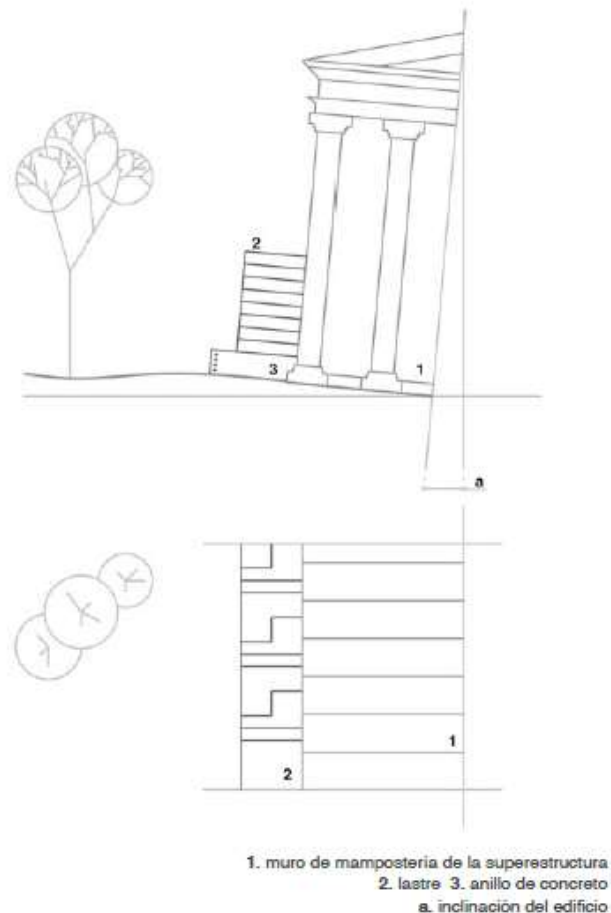


Figura 5. 28- Esquema de la colocación del lastre (Oliveira y Márcia, 2008).



Figura 5. 29- Lastre de grandes bloques de plomo en la Torre de Pisa (Burghignoli A., 2003).

Subexcavación.

La técnica de la subexcavación consiste en la reducción de asentamientos diferenciales a través de la remoción de pequeños volúmenes de suelo en las zonas de la construcción más elevadas. Se realizan perforaciones, ya sean horizontales, inclinadas o verticales, o mediante trincheras perimetrales, las cuales se cierran debido a los esfuerzos que soporta el suelo, y de esta manera se produce un hundimiento correctivo en la superficie; una vez cerrados los agujeros, se lleva a cabo una nueva perforación. Con la repetición del proceso se llega al nivel de corrección deseado (figura 5.30).

Este método puede ser preventivo o correctivo y temporal o permanente. Como ejemplo temporal, tenemos la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, a la que se le ha practicado esta técnica con un control en los tiempos de ejecución y monitoreo constante de la respuesta de la estructura.

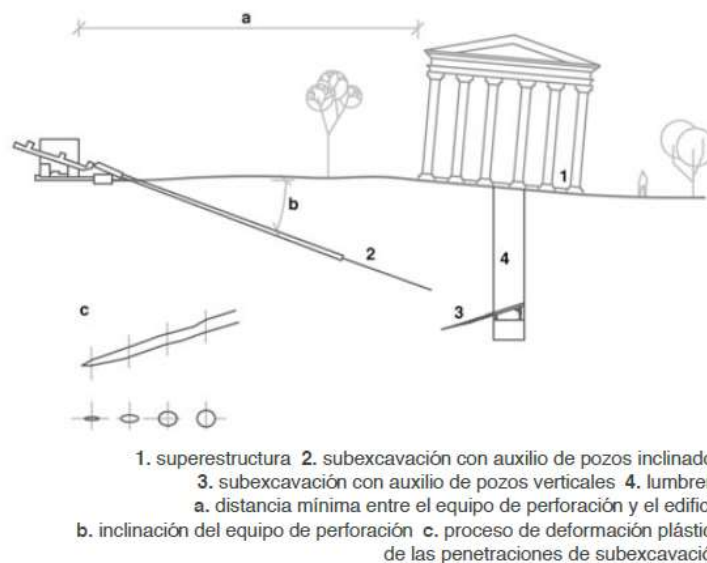


Figura 5. 30- Esquema de la técnica de subexcavación (Oliveira y Márcia., 2008).

Adición de elementos de cimentación profunda.

Para corregir los asentamientos diferenciales se ha propuesto la adición de pilotes, micropilotes u otros elementos en la zona menos hundida para que esto impida que llegue a los niveles de asentamiento del resto de la construcción.

Los micropilotes son tubos de acero que se hincan en el suelo, dentro de una perforación previamente realizada, y que cuentan con agujeros laterales a través de los cuales se inyecta una lechada que se inyecta con el propósito de aumentar el área transversal y el confinamiento del elemento. La principal ventaja que tienen los micropilotes es la manera en la que funcionan y cómo se relacionan con la cimentación antigua; al principio, los micropilotes no trabajan y la cimentación ya existente es la que se encarga de soportar toda la carga, pero a medida que la estructura se asienta son exigidos, consiguiendo a largo plazo tomar la carga total de una determinada deformación. Un ejemplo de la implementación de esta técnica lo podemos observar en el templo de Corpus Christi, en la CDMX, donde se instalaron 87 micropilotes para combatir los asentamientos diferenciales.

Otra implementación que se ha efectuado en diversos casos en la capital de nuestro país, como por ejemplo en la Catedral Metropolitana, el Palacio Nacional y El Sagrario, son los pilotes de control. Los pilotes de control cuentan con un dispositivo que regula el desplazamiento vertical de la estructura y la carga aplicada a su cabeza, la cual es aplicada mediante un marco de reacción. Para determinar la magnitud de dicha carga, se coloca un cubo de madera entre el marco y el pilote, el cual se considera un material elastoplástico, por lo que la carga que se requiere para alcanzar su punto de fluencia será considerada como la máxima. Las desventajas que ofrece esta técnica son que su mantenimiento es difícil –la madera puede sufrir por la humedad y el acero por la corrosión–, y que no toman cargas de tensión, lo que debe ser tomado en cuenta para su diseño (figura 5.31).

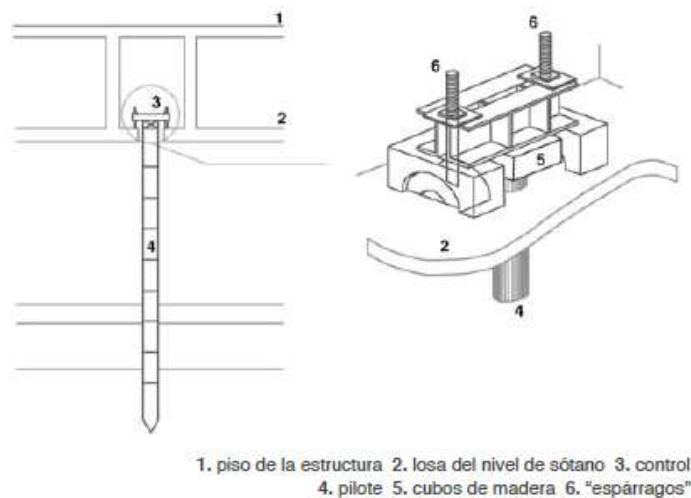


Figura 5.31- Pilotes de control (Santoyo E., 1999).

5.4- Ejemplos de aplicación.

5.4.1- Rehabilitación de una torre de campanario.

Descripción de la estructura.

La estructura a analizar será una torre de campanario perteneciente a un templo de colonial típico con planta en cruz latina que se ubica en el municipio de Tehuacán en el estado de Puebla.

El templo tiene longitud total de 58.2 m y un ancho máximo en el crucero de 30 m; los muros son de un espesor constante de 1.60 m y se cuenta con contrafuertes localizados a lo largo del cuerpo principal de la iglesia a cada 4.30 m, con un ancho de 1.60m y un largo de 1.70m; las columnas interiores encargadas de soportar el arco tienen dimensiones de 0.4x0.6m. Tanto la fachada principal como la posterior cuentan con una longitud de 15.20 m, tal como se muestra en la figura 5.32.

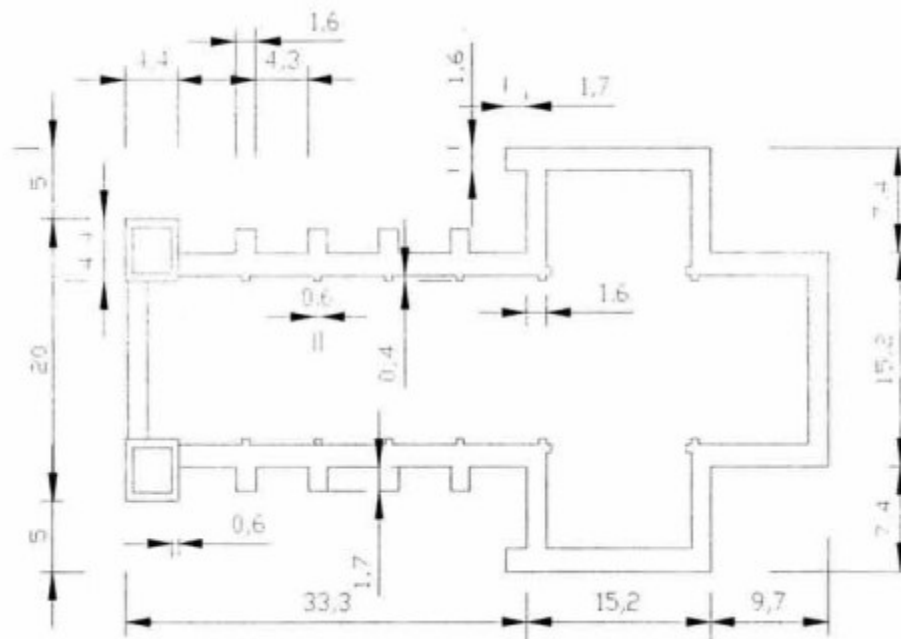


Figura 5.32- Planta de la iglesia en cruz latina, acotaciones en metros (Morales, 2004).

El ábside es de 9.70 m de largo por 15.20 m de ancho, mientras que el crucero donde se encuentra soportada la cúpula por cuatro arcos es de 15.20x 15.20m. Dicha cúpula está soportada por un tambor circular de 12.20m de diámetro, 3.50m de altura y un espesor constante de 0.40m, el mismo espesor y diámetro de la cúpula que lo sostiene (Morales, 2004).

La bóveda principal contiene lunetos entre cada claro de arcos, los cuales penetran al centro de la bóveda hasta una longitud de 2.50m y cuentan con un diámetro de 2.15m.

Las dos torres, que se encuentran en la fachada principal, cuentan con una altura máxima de 28.80 m. Las torres se dividen en cuatro cuerpos. El primer cuerpo alcanza una altura de 18.60 m, con una sección cuadrada de 4.40 m por lado y un espesor constante de 0.6m. Los cuerpos restantes conforman el campanario, con una altura total de 10.20m. El último cuerpo es un cupulín que posee una altura de 3.50m, con un diámetro de 1.20m y un espesor de 0.30m. En la figura 5.33 se puede observar un corte transversal del templo para ilustrar lo antes mencionado.

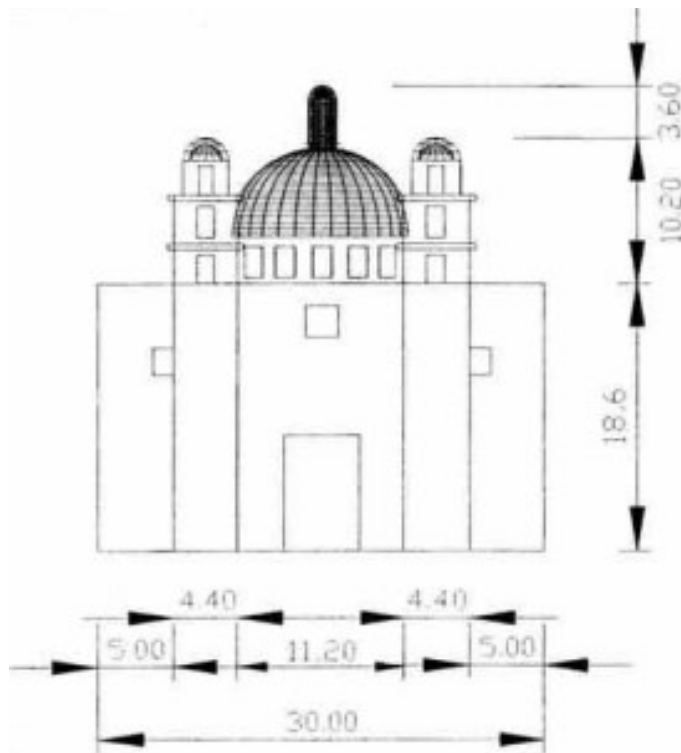


Figura 5.33- Corte transversal de iglesia en cruz latina, acotaciones en metros (Morales, 2004).

Valores intrínsecos.

Puebla cuenta con un gran legado arquitectónico, con una importante cantidad de edificios históricos que se convierten en unos de los principales atractivos para sus visitantes, por lo que todas las actividades dedicadas a la conservación y la restauración de este tipo de patrimonio cultural resultan fundamentales para un estado en el que el sector turístico es de los más importantes para la economía del estado. De acuerdo con el INAH (2020), el estado cuenta con más de 6,800 monumentos históricos.

El valor arquitectónico viene dado gracias al estilo de la época y del lugar. La iglesia posee una configuración en planta en forma de cruz latina y data del siglo XVII, al igual que la mayoría que los templos del estado de Puebla que provienen de los siglos XVI al XVIII cuando, con la llegada de los españoles, los Dominicos se dedicaron a evangelizar las regiones mixtecas y zapotecas (Sánchez et. al, 1998).

Entre las características arquitectónicas más sobresalientes se tiene la presencia de la cúpula, que cubre la intersección que se genera con la nave principal y transversal en el crucero, la existencia de bóvedas cilíndricas de cañones corridos y la inclusión de lunetos a las mismas, así como la existencia de dos torres en las que alojan los campanarios.

En lo que respecta al valor ingenieril, el edificio fue concebido para que funcionara como sistema a gravedad, lo que quiere decir que las fuerzas externas o las fuerzas generadas por el peso propio de la estructura son transmitidas por compresión a la base de la construcción. Para ayudar a contrarrestar las fuerzas sísmicas se tiene la presencia de contrafuertes, los cuales también ayudan a mitigar las fuerzas de coceo inducidas por el peso propio de la bóveda y el movimiento de los muros.

Evaluación de la seguridad estructural (método simplificado).

Para realizar la evaluación de la seguridad estructural de la torre de campanario se recurrirá al método utilizado en el cuarto capítulo de esta investigación. Como ya se mencionó anteriormente, el método consiste en la comparación del momento actuante con el momento resistente.

$$M_r(\text{capacidad}) > M_i(\text{demanda})$$

Se obtiene el momento resistente por medio de la fórmula 4.16

$$M_r = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left(b_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0.85 a_i f_d} \right)$$

En este caso, debido a la configuración del campanario, en el que se tiene un gran número de aberturas y pocos elementos resistentes, se opta por adoptar la propuesta empleada por Fornasiero (2014), en la que se considera que el campanario está constituido por muros singulares que se comportan como un marco, según el esquema en el que la parte superior se considera como infinitamente rígida (figura 5.34)

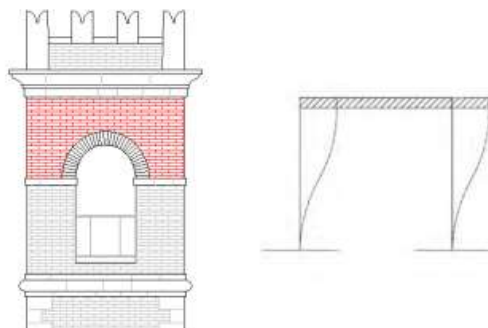


Figura 5.34- Esquema estático previsto para el campanario (Fornasiero, 2014).

Debido a que los cuerpos superiores cuentan con pesos y dimensiones considerables, la resultante de las fuerzas sísmicas produce un momento agregado respecto a la cota en que es aplicada. Dicho momento implica un esfuerzo $\pm\Delta P$ sobre los elementos resistentes del campanario.

Por lo tanto, se puede suponer una situación límite: si el esfuerzo normal sobre los elementos resistentes es nulo cuando ΔP es igual a $P/2$, entonces el momento resistente se determina suponiendo que el esfuerzo normal sea absorbido por sólo 2 elementos en lugar de 4, tal como se ilustra en la figura 5.35.

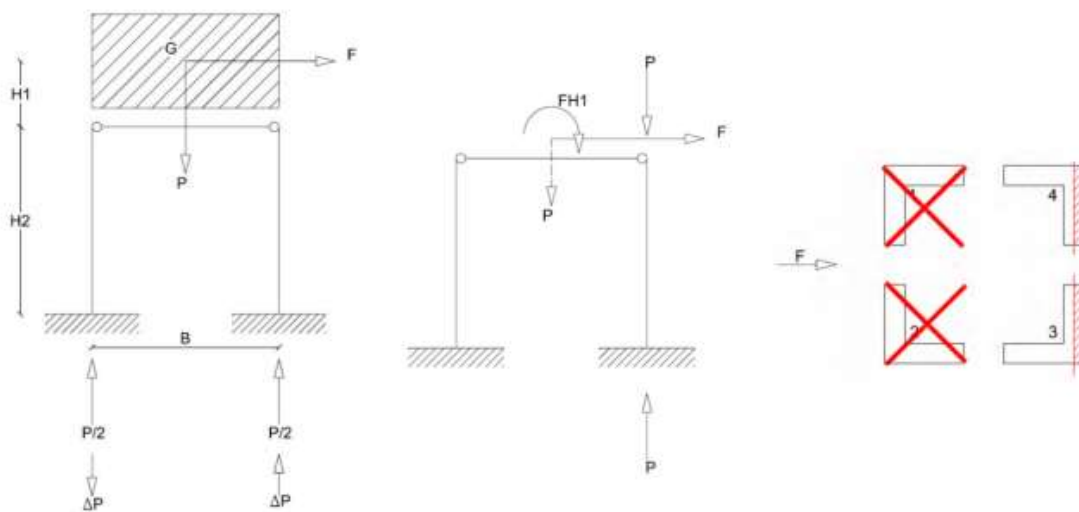


Figura 5.35 – Esquema del comportamiento del campanario (Fornasiero, 2014).

En la siguiente tabla se resumen los datos utilizados y los resultados obtenidos, de acuerdo con las consideraciones antes mencionadas.

N. sección	Peso acumulado (ΣW_i)	Área resistente (A_i)	A_i	b_i	Σo_i	F_d	M_r
	(t)	(m ²)	(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t-m)
1	194.59	4.92	4.40	4.40	39.55	300	411.22
2	48.17	1.92	4.40	2.20	25.09	300	51.95
3	27.59	1.92	4.40	2.20	14.37	300	30.01
4	7.01	1.25	1.20	0.60	5.60	300	2.02

Tabla 5.1- Momento resistente en cada una de las secciones de la torre.

Por otro lado, para el cálculo del momento actuante, se recurre a la fórmula 4.17

$$M_i = F_{hi} Z_{Fi} = \frac{\sum_{k=i}^n Z_k W_k}{\sum_{k=1}^n Z_k W_k} F_h * \left(\frac{\sum_{k=i}^n Z_k^2 W_k}{\sum_{k=i}^n Z_k W_k} - Z_{i*} \right)$$

De acuerdo con el método, se propuso un factor $q=2.8$ debido a los cambios de rigidices a lo largo de la estructura y a que no se trata de una torre aislada.

Por lo que se refiere al periodo fundamental, se utilizó a la fórmula de las NCSE (2002) para obtener su frecuencia:

$$\omega_1 = \frac{\sqrt{L}}{0.06 H \sqrt{\frac{H}{2L + H}}} = \frac{\sqrt{4.4}}{0.06 (28.80) \sqrt{\frac{28.80}{2(4.40) + 28.80}}} = 1.387 \text{ Hz}$$

Por lo que el periodo fundamental de la estructura es de 0.72 s. Según los datos del espectro proporcionado por el PRODISIS en las coordenadas del sitio, se obtuvo que la ordenada en función de dicho periodo, que resultó de 0.632g.

En las siguientes tablas se resumen los datos utilizados y los resultados obtenidos.

CUERPO	N. sección	COTA	Altura de la Sección
		(m)	(m)
PRIMER CUERPO	1.00	0.00	18.60
SEGUNDO CUERPO	2.00	18.60	3.35
TERCER CUERPO	3.00	21.95	3.35
CUPULÍN	4.00	25.30	3.50

Tabla 5.2- Altura de los cuerpos de la torre.

N. sección	Cota del Baricentro	Peso de la sección (Wi)	Peso acumulado (ΣWi)
	(m)	(t)	(t)
1	9.30	146.42	194.59
2	20.28	20.58	48.17
3	23.63	20.58	27.59
4	27.05	7.01	7.01

Tabla 5.3- Pesos de los cuerpos de la torre.

N. sección	Wi x Zi (en el baricentro)	Fi	Wi x Zi (acumulada)
	(t-m)	(t)	(t-m)
1	1361.71	20.71	2454.79
2	417.26	6.35	1093.08
3	486.20	7.39	675.82
4	189.62	2.88	189.62
	2454.79	37.33	

Tabla 5.4- Cálculo de las fuerzas Fi.

N. sección	Wi x Zi (acumulada)	Fhi	Wi x Zi ^2 (en el baricentro)
	(t-m)	(t)	(t-m ²)
1	2454.79	37.33	12663.87
2	1093.08	16.62	8459.94
3	675.82	10.28	11486.53
4	189.62	2.88	5129.23

Tabla 5.5-Cálculo de Fhi.

N. sección	Zhi	Mu,i
	(m)	(t-m)
1	15.37	573.96
2	22.94	72.15
3	24.59	27.09
4	27.05	5.05

Tabla 5.6- Cálculo de los momentos demandantes en cada cuerpo de la torre.

En la siguiente tabla se comparan los momentos actuantes con los momentos resistentes en cada una de las secciones propuestas.

N de la sección	Mi	Mr	Mr > Mi	FS
	(t-m)	(t-m)		
1	573.96	411.22	NO APLICA	0.72
2	72.15	51.95	NO APLICA	0.72
3	27.09	30.01	VERIFICADO	1.11
4	5.05	2.02	NO APLICA	0.40

Tabla 5.7- Comparación de los momentos actuantes y los momentos demandantes.

De acuerdo con lo mostrado en la tabla 5.7, se observa que el momento resistente resulta menor que el momento actuante en las secciones 1, 2 y 4, lo que podría generar daños en la base de la torre, así como en los campanarios, y falla en el cupulín, parecidos a los que se muestran en la figura.

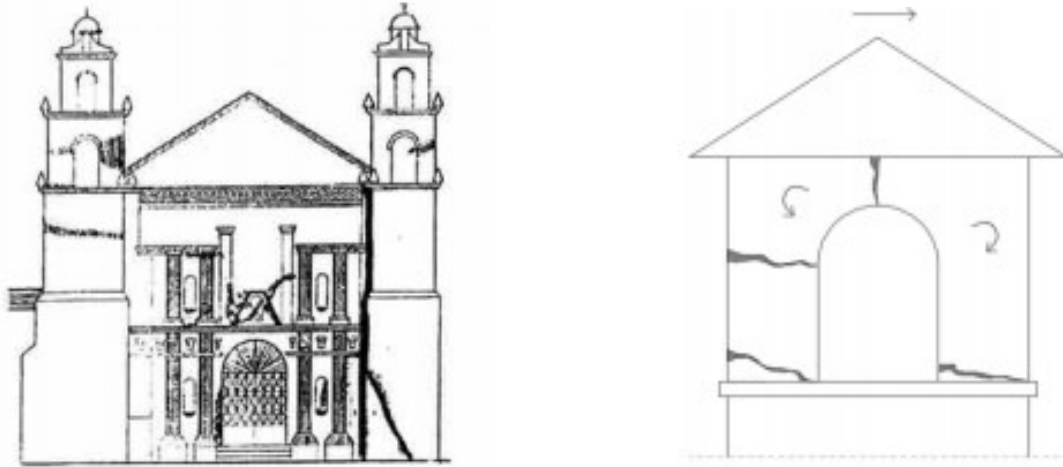


Figura 5.36- Esquema de daños que podría presentar la estructura de acuerdo con la evaluación realizada (Morales, 2004) (Bocchio y Antonella, 2017).

Grado de intervención.

Según los resultados obtenidos con la evaluación simplificada de la estructura, se concluye que, debido al insuficiente nivel de seguridad con el que cuenta, es necesario una evaluación exhaustiva con métodos avanzados para determinar con mayor precisión los posibles daños que pudieran generarse y, consecuentemente, emprender acciones que colaboren a mejorar el nivel de seguridad en caso de sea necesario.

Como no es objeto de esta investigación realizar evaluaciones con métodos avanzados, se tomarán como concluyentes los resultados obtenidos con el método simplificado, y se prosigue a la propuesta de acciones para mejorar el comportamiento de la estructura. Por lo tanto, el grado de intervención al que corresponden dichas acciones es la *conservación*, pues lo que se busca es impedir el deterioro o la alteración que podrían provocar algunos mecanismos en la estructura; como consecuencia, el tipo de intervención a la que se apelará será la *consolidación*, para mejorar el comportamiento del edificio.

Acciones de rehabilitación estructural.

La técnica elegida para reforzar la torre consiste en la implementación de cuatro equipos de presfuerzo -ya sea de acero, AFRP o CFRP- con niveles medios (15% de la carga vertical) o altos (30% de la carga vertical) ubicados de manera vertical en la torre.

El motivo de la elección de esta técnica es que ha sido demostrada su eficiencia en múltiples ocasiones para estructuras similares que pueden presentar el mismo tipo de fallas, tal como se menciona de manera más amplia en los trabajos de Chávez (2010) y Preciado (2011).

De manera adicional, si se considera necesario el aumento de la ductilidad en las partes más vulnerables, como pueden ser el primer campanario y el cupulín, se recomienda la aplicación de bandas de GFRP al interior de estos cuerpos.

5.4.2- Rehabilitación de una catedral por hundimientos diferenciales.

Descripción de la estructura.

El templo de la Santísima Trinidad se encuentra ubicado en el centro histórico, en la alcaldía Cuauhtémoc de la Ciudad de México.

El actual templo tiene una planta en forma de cruz latina con una nave de 52m de longitud que consta de seis entre ejes señalados por las pilastras sobresalientes de los muros.

En el primer entre eje se encuentran el ábside que se eleva 0.75m por encima del resto de la nave y que contiene el altar principal y un retablo neoclásico, los muros se alcanzan una altura de 14m hasta donde se inicia la bóveda de cañón corrido con lunetos a ambos lados.

El segundo entre eje tiene unas dimensiones de 12x22m y corresponde al crucero; es aquí donde se encuentran los altares, ambos también de estilo neoclásico, ubicados colateralmente. En la parte central del crucero está la cúpula que parte de una planta cuadrangular y se convierte en octagonal (Rodríguez, 1996).

Los siguientes entre ejes son muy similares, con muros y bóvedas comunes. Las pilastras están desplantadas sobre pedestales y basas y suben a una altura de 14 m, donde se encuentra la cornisa perimetral y la imposta o arranque de los arcos. En el último entre se encuentran el coro y el soto corro, así como el acceso principal, cuyo arco de medio punto alcanza los 7.5m.

Al Sur-Poniente se tiene la torre de planta, la cual se conforma de tres cuerpos: el primero de ellos alberga al cubo de la escalera que comunica la nave con el coro y en la parte superior con las bóvedas, el segundo cuerpo es el campanario de sección cuadrangular compuesto de cuatro macizos, y un tercer cuerpo que corresponde a una cúpula que remata la torre con una cruz.

Al Noroeste del templo, se encuentra la sacristía de planta rectangular, alojada entre el ábside y el brazo norte del crucero, con los que mantiene comunicación.

Los muros, de mampostería de tezontle, cuentan con 1.40m de espesor hasta los 12m de altura; a partir de este punto, están las impostas de arcos y bóvedas, por lo que se reduce su sección. Exteriormente, los muros están reforzados con contrafuertes de mampostería y de cantera, los cuales también reducen su sección al nivel de las impostas.

En la figura 5.37 se muestra la planta del templo.

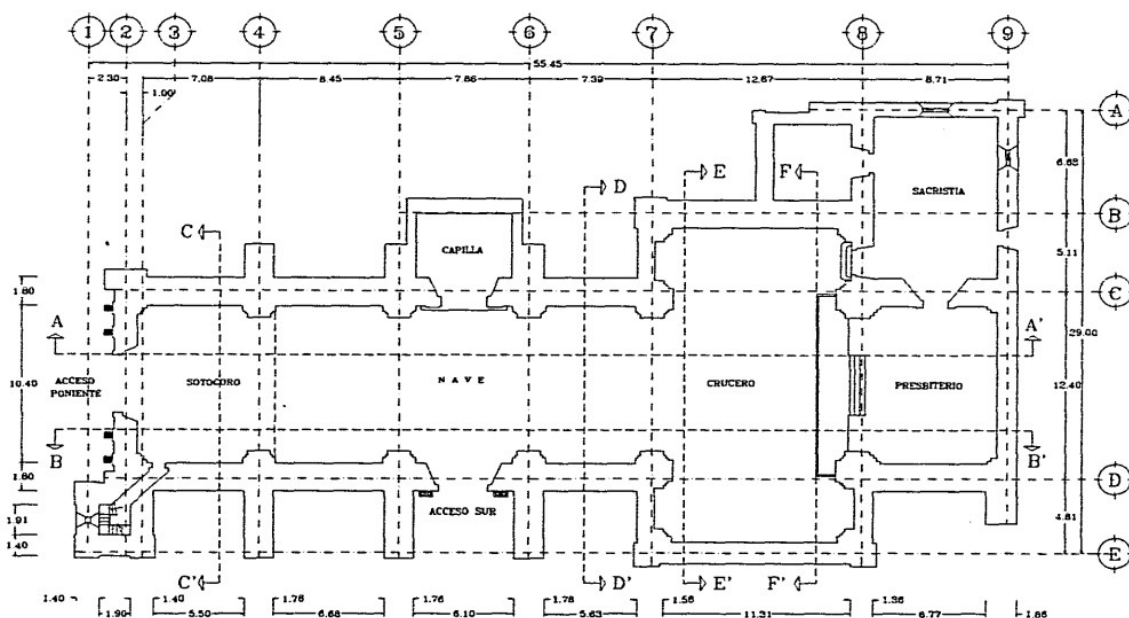


Figura 5.37- Planta del templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México (Rodríguez, 1996).

Valores intrínsecos.

Al actual templo le antecedieron tres construcciones: una ermita construida hacia 1526, un hospicio para albergar indigentes, y una construcción de las clarisas.

A mediados del siglo XVIII se planeó la construcción del actual templo, que se le atribuye al arquitecto Lorenzo Rodríguez debido a las similitudes que tiene con el Sagrario. La primera piedra fue puesta en 1775 y se inauguró en 1783. En 1805, así como durante 1855 y 1856, el templo fue cerrado a causa de las reparaciones, abriéndolo nuevamente en 1858; tres años después fue cerrado nuevamente al público, pero a principios del siglo XX fue restaurado y abierto otra vez (INAH,2020).

El estilo del templo de la Santísima Trinidad es churriguesco, una modalidad del barroco sobrecargado de adorno que caracterizó la arquitectura practicada en España por José de Churriguera (1655-1725) y sus seguidores. La portada principal, al poniente, presenta un relieve de la Santísima Trinidad, y la lateral sur está dedicada a San Pedro Apóstol (figura 5.38)



Figura 5.38- Fachada principal y portada lateral del Templo de la Santísima Trinidad (INAH, 2020).

Evaluación de la seguridad estructural (método simplificado).

Para la evaluación estructural del Templo de la Santísima Trinidad se utilizará el método de Rivera y Arce (2014) ya mencionado en la sección 4.5.1 de la presente investigación. El resumen de los resultados obtenidos con dicho método se presenta en la tabla 5.8

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga vertical de muros (Fa)	$Fa = 0.20 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right]$ $Fa = 0.20 (30) \left[1 - \left(\frac{1200}{42(140)} \right)^3 \right]$ $Fa = 5.95 \text{ kg/cm}^2$	El mayor esfuerzo actuante en un muro es de $\sigma_a = 0.72 \text{ t/m}^2$, por lo que es inferior a Fa. Entonces $Ii = 1$

Tabla 5.8.1- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado al templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México (Capacidad de carga vertical de muros).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Capacidad de carga lateral (Evaluación sísmica)	$FS = \frac{V_R}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw}$ $FSx = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw}$ $FSx = \frac{2295.52}{2728.10} = 0.84$ $FSy = \frac{V_{Ry}}{V_a} = \frac{\sum A_m V_m}{cw}$ $FSy = \frac{3240.72}{2728.10} = 1.19$	No se tiene un factor de seguridad favorable en la dirección X, por lo que $Ii = 3$

Tabla 5.8.2- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado al templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México (Capacidad de carga lateral/ evaluación sísmica)

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Inclinación permisible en columnas	$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3} \frac{t}{H}\right)$ $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3} * \frac{1.4}{14}\right) = 1.91^\circ$ $\Delta PERM = H \text{sen} \alpha$ $\Delta PERM = 14(0.0333) = 0.47m$	La columna puede tener una pérdida de verticalidad de hasta 47 cm y aun así considerarse estable. De acuerdo con (Rodríguez, 1996) existen desplomes de hasta 2°, por lo que $Ii = 3$

Tabla 5.8.3- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado al templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México (Inclinación permisible en columnas).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Deformación angular permisible de muro (Υ_p)	<p>-Asentamiento permisible ($\Delta = \gamma p$)</p> $L = \frac{1}{2000}(1200cm) = 0.6 \text{ cm}$ <p>-Inicio de daño ($\Delta = \gamma cr$)</p> $L = \frac{1}{1000}(1200cm) = 1.2 \text{ cm}$	El asentamiento permisible sería de 0.6 cm y se empezarían a generar agrietamientos a partir de los 1.2 cm. De acuerdo con (Rodríguez, 1996), en las mediciones realizadas después de una de las intervenciones al templo, se seguían contando con asentamientos de hasta 3.5 cm. Se asume que el edificio ha continuado experimentado una evolución en sus asentamientos, por lo que $Ii = 3$

Tabla 5.8.4- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado al templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México (Deformación angular permisible de muro).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Esfuerzos en elementos de cubierta curva	<p>-Esfuerzo meridional (T)</p> <p>Puesto a que es una bóveda semiesférica $a=f=R$</p> <p>En la clave, $\phi = 0^\circ$</p> $T = \frac{WR}{2} = \frac{\left(0.8 \frac{t}{m^2}\right) (5.94 m)}{2}$ $T = 2.38 t/m$ <p>Para evaluar el esfuerzo meridional en la clave, la fuerza por unidad de paralelo, T, se divide entre el espesor de la cubierta</p> $T = \frac{4.75 t/m}{0.50 m} = 4.75 t/m^2$ <p>En la base, $\phi = 90^\circ$</p> $T = WR = \left(\frac{0.8 t}{m^2}\right) (5.94m)$ $T = 4.75 t/m$ <p>Para evaluar el esfuerzo meridional en la base, la fuerza por unidad de paralelo, T, se divide entre el espesor de la cubierta</p> $T = \frac{4.75 t/m}{0.50 m} = 9.5 t/m^2$ <p>-Esfuerzo anular (Ho)</p> <p>Debido a que es una bóveda semiesférica, los esfuerzos meridionales son iguales a los anulares</p> <p>En la clave, $\phi = 0^\circ, Ho = 4.75 t/m^2$</p> <p>En la base, $\phi = 90^\circ, Ho = -9.5 t/m^2$</p>	<p>Los esfuerzos de compresión y tensión, 0.95 kg/cm^2, son bajos si se supone que la resistencia a compresión es de 30 kg/cm^2 y la de tensión de una décima parte de ésta; por lo que $Ii = 1$</p>

Tabla 5.8.5- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado al templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México (Esfuerzos en elementos de cubierta curva).

CONCEPTO	CONDICIONES DE SEGURIDAD	ÍNDICE DE SEGURIDAD POR CONCEPTO
Daños observados	Existen daños importantes tanto en los muros como en las bóvedas a causa de los hundimientos diferenciales, la humedad, y los recientes sismos.	$I_i = 3$

Tabla 5.8.6- Método simplificado de Rivera-Arce aplicado al templo de la Santísima Trinidad en la Ciudad de México.

Conclusión

$$I_F = \frac{14}{6} = 2.33$$

De acuerdo con las condiciones presentes en cada uno de los conceptos, se obtiene el índice final de seguridad, que resulta de 2.33; por lo tanto, se concluye que se trata de un *edificio en peligro*.

Grado de intervención.

Según los resultados obtenidos con la evaluación simplificada de la estructura, se concluye que, debido al insuficiente nivel de seguridad con el que cuenta, es necesario una evaluación exhaustiva con métodos avanzados para determinar con mayor precisión los posibles daños que pudieran generarse y, consecuentemente, emprender acciones que colaboren a mejorar el nivel de seguridad en caso de sea necesario.

Como no es objeto de esta investigación realizar evaluaciones con métodos avanzados, se tomarán como concluyentes los resultados obtenidos con el método simplificado, y se prosigue a la propuesta de acciones para mejorar el comportamiento de la estructura. Por lo tanto, el grado de intervención al que corresponden dichas acciones es la *conservación*, pues lo que se busca es impedir el deterioro o la alteración que podrían provocar algunos mecanismos en la estructura; como consecuencia, el tipo de intervención a la que se apelará será la *reestructuración*, pues el objetivo es devolverle a la estructura la estabilidad que ha ido perdiendo con el paso del tiempo.

Acciones de rehabilitación estructural.

Para poder atacar el principal problema de este edificio, que son los hundimientos diferenciales, se propone recurrir a la técnica de subexcavación para hacer descender de manera controlada las partes más altas de la construcción con respecto a las más bajas y, de esta manera, modificar el comportamiento que se muestra en la figura 5.39.

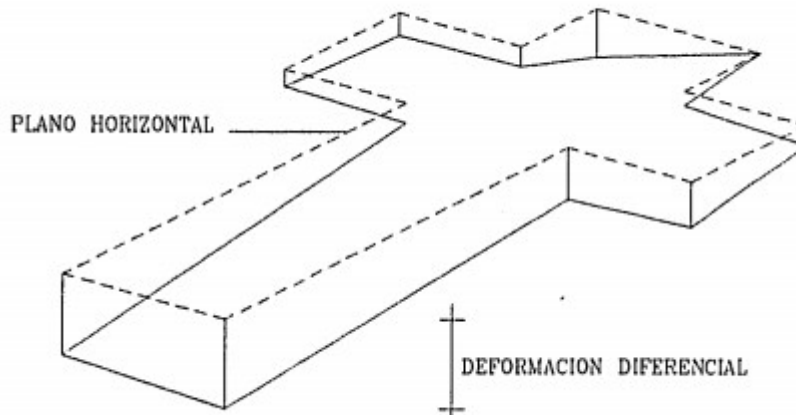


Figura 5.39- Esquema de los hundimientos diferenciales presentes en el templo de la Santísima Trinidad (Rodríguez, 1996).

Una vez que el nivel del edificio sea el mismo, se propone la implementación de una técnica para endurecer el suelo arcilloso sobre el cual se encuentra la construcción, como lo es la inyección de mortero. La técnica consiste en la instalación de tubos especiales de inyección con válvulas a distintas profundidades y en distintas etapas mezclas de cemento y bentonita para mejorar las características mecánicas.

5.4.3- Rehabilitación de una bóveda de cañón.

A causa de que el edificio analizado en la sección anterior también presenta daños importantes en su bóveda como consecuencia de los asentamientos diferenciales que han favorecido la presencia del fenómeno de coceo (figura 5.40), se proponen a continuación acciones para contribuir a mejorar su seguridad estructural.

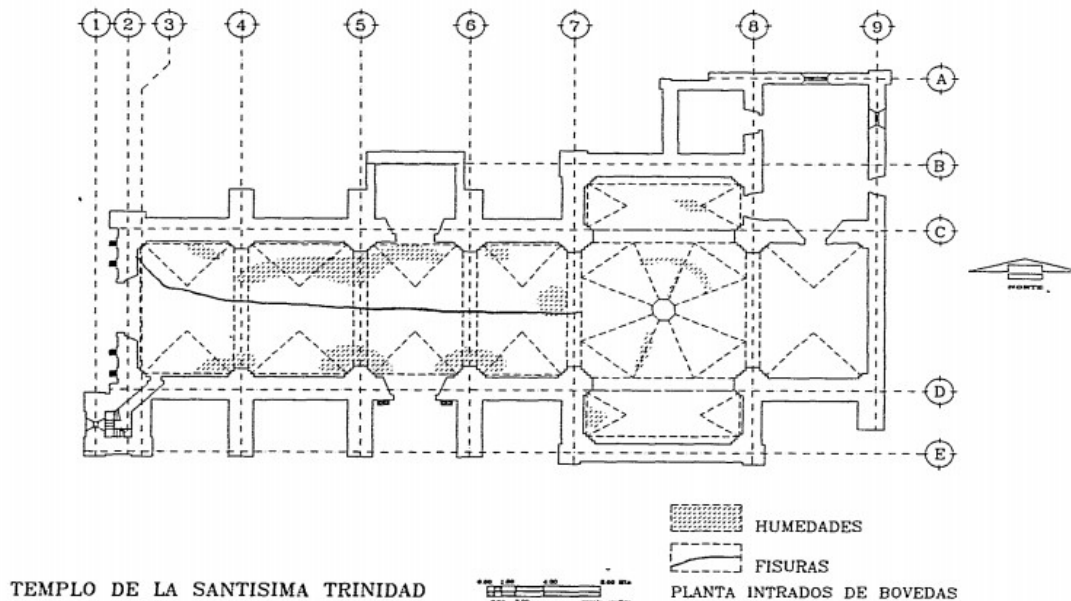


Figura 5.40- Daños en la bóveda del templo de la Santísima Trinidad (Rodríguez, 1996).

Evaluación de la seguridad estructural

En el trabajo de Rivera et al (2019), se demuestra a través de una función de vulnerabilidad analítica obtenida mediante un modelo de una bóveda típica (muy similar al de nuestro caso de estudio), que elementos como estos pueden estar cercanos al colapso con aceleraciones desde los 0.45g, y que grietas como las que se aprecian aquí pueden iniciarse con aceleraciones de 0.12g o 0.25g, dependiendo del material utilizado.

Grado de intervención.

En este sentido, con el fin de evitar que los mecanismos que han estado infligiendo daño a la estructura continúen haciéndolo, las acciones aquí propuestas pertenecen al grado de intervención de la *conservación* y al tipo de la *consolidación* para frenar el deterioro de la estructura.

Acciones de rehabilitación.

En primer lugar, para el tratamiento de las grietas, se recomienda el sellado estas con morteros de polímeros para prevenir la infiltración de humedad, así como para mejorar la resistencia y tener una buena compatibilidad de deformación.

Por otro lado, para reducir la probabilidad del coceo, se propone la implementación de acero postensado de manera horizontal, como el de la figura 5.41.

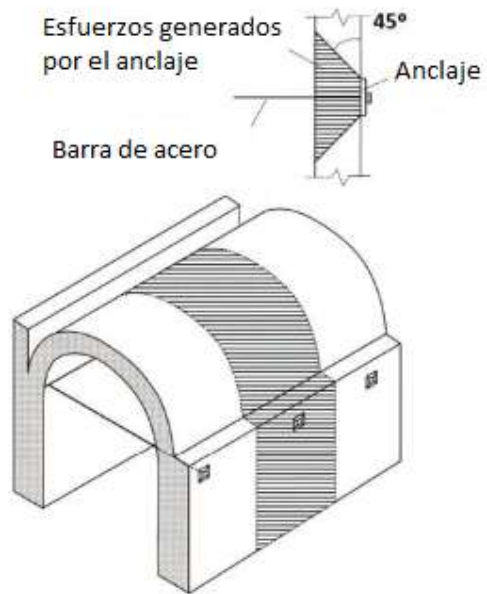


Figura 5.41- Implementación horizontal de un sistema de acero postensado en una bóveda de cañón corrido (Meli, 1998).

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.

En el presente trabajo de investigación se revisaron diferentes criterios para evaluar el nivel de seguridad estructural de los edificios históricos destinados al culto religioso, con objeto de establecer las acciones convenientes de rehabilitación sin alterar los valores intrínsecos, para con ello contribuir a las tareas de intervención, dígase de conservación o restauración. Las conclusiones derivadas al respecto se comentan a continuación.

Las edificaciones históricas son construcciones que poseen un gran valor cultural, histórico y artístico, por lo que el estudio para su conservación o restauración demanda un acercamiento de tipo multidisciplinario. En consecuencia, es necesario documentarse exhaustivamente –tanto de manera general como particular– antes de emprender cualquier intervención sobre un edificio histórico. Es preciso conocer los diversos fenómenos que pueden afectar a las construcciones de esta índole, así como los daños y consecuencias que puedan acarrear, tomando en cuenta siempre las particularidades existentes, tanto en los materiales que fueron utilizados en la construcción, así como el sistema estructural que fue propuesto o el proceso constructivo empleado. Además de analizar las estrategias para mantener la autenticidad respecto a la historicidad, conservación in situ, reversibilidad, que son parte de los principios teóricos en la intervención del patrimonio cultural arquitectónico.

Por lo anterior, en esta investigación se correlacionaron los conceptos de intervención del patrimonio cultural arquitectónico empleados en la ingeniería estructural, a fin de establecer de manera más clara la participación de esta área de la ingeniería civil en las labores de intervención en este tipo de construcciones. En ese sentido, se encontró que la ingeniería estructural, con base en los conceptos de rehabilitación estructural, tiene una participación relevante en los grados de intervención de los edificios históricos, tales como: conservación y restauración; además guarda una estrecha relación con diversos tipos de intervención: consolidación, restructuración, integración y reconstrucción. No obstante, en cada una de estas facetas el estructurista debe de ser respetuoso con los valores intrínsecos del edificio, tal como lo establece el Consejo Internacional de Monumentos y Sitios (ICOMOS).

En lo que concierne a la rehabilitación estructural de edificios históricos, un aspecto fundamental es la evaluación de la seguridad estructural del inmueble, para que en función de ello se pueda definir la estrategia de reparación o refuerzo pertinente. Al considerar que el patrimonio cultural arquitectónico requiere un tratamiento especial en comparación con los edificios convencionales. En la evaluación de la seguridad estructural, es importante contemplar la estimación de las propiedades mecánicas de los materiales a partir de pruebas no destructivas o ligeramente destructivas, así como la consideración de la medición de las propiedades dinámicas de la estructura. Este tipo de estudios contribuyen en gran medida a

la calibración de los modelos y en consecuencia a un mejor entendimiento del comportamiento estructural, tanto para la aplicación de métodos de análisis estructurales avanzados, como para métodos simplificados. Así mismo, dichos estudios permiten ser congruentes con los principios de intervención en los edificios históricos, al no atentar contra su integridad para su análisis estructural.

En esta investigación se puso énfasis en el estudio de métodos simplificados para la evaluación del nivel de seguridad estructural de los edificios históricos, con base en la revisión de la literatura. De esta forma, fue posible encontrar criterios para la evaluación integral de los edificios destinados al culto religioso, así como para torres de campanarios, también para el caso particular de analizar su vulnerabilidad sísmica. Este tipo de métodos son de gran ayuda para hacer una evaluación preliminar rápida de varios edificios históricos, sin tener que recurrir a la elaboración de modelos como suele hacerse en los métodos avanzados, además de que también pueden servir para su aplicación simple y práctica por parte de los ingenieros que participan en los trabajos de conservación o restauración en este tipo de construcciones. Sin embargo, cuando el edificio es evaluado como de alto riesgo en su estabilidad estructural ante cualquier solicitación, es indispensable proceder con un método de análisis estructural avanzado.

En lo que respecta a las técnicas de rehabilitación estructural, se encontraron técnicas de reparación y de refuerzo que se han aplicado a edificios históricos, de acuerdo con diversos estudios consultados en esta investigación. En varias partes del mundo, se han visto en la necesidad de implementar en la mayoría de los casos técnicas de refuerzo que de reparación, por ello, se dispone de mayor información con respecto a las primeras. En este sentido, dentro de la gama de posibilidades que se tienen para el refuerzo del sistema estructural de estos edificios, está el uso de materiales tales como: acero de presfuerzo y postensado, malla electrosoldada, concreto reforzado, placas de acero y fibras de refuerzo a base de polímeros; así mismo, para reducir las demandas sísmicas, en tanto que, para el control de hundimientos diferenciales, se disponen de técnicas enfocadas directamente a la cimentación, como son: modificación de la geometría, incorporación de pilotes y micropilotes, trabajos de subexcavación, entre otros.

Finalmente, en este trabajo se presentaron algunos ejemplos sobre el procedimiento a seguir para definir las acciones de rehabilitación estructural en los edificios históricos, contemplando cinco pasos: descripción de la estructura, valores intrínsecos, grado de intervención, evaluación de la seguridad estructural y técnica de rehabilitación.

GLOSARIO.

AFRP (aramide fibre-reinforced polymers): Polímeros de fibras reforzadas de aramida.

Aislamiento sísmico: Técnica en la que, a través de dispositivos, se busca “separar” al edificio del suelo en que se encuentra apoyado, para así mejorar su comportamiento ante un evento sísmico.

Carta de Venecia: Documento de gran relevancia, publicado por ICOMOS, en el que se establecen las bases y los principios de la restauración y conservación de las edificaciones históricas.

Cocceo: Empuje de tipo horizontal que el arco transmite a sus apoyos y que tienden a moverlos hacia afuera.

CFRP (carbon fibre-reinforced polymers): Polímeros de fibras reforzadas de carbono.

Compatibilidad: Es uno de los principios de conservación aplicados a las construcciones históricas. Se refiere a que los materiales originales, así como los nuevos materiales y los dispositivos técnicos que se utilicen en las intervenciones, deberán de coexistir de manera armoniosa. Esto se refiere a que al entrar en contacto los unos con los otros, no se propicie su deterioro (compatibilidad química) o se afecte su estabilidad.

Compuesto o material compuesto: Es una combinación de dos o más fases químicamente distintas e insolubles con una interfaz reconocible, de manera que sus propiedades y su desempeño estructural son superiores a las de sus componentes cuando actúan de modo independiente.

Conservación: Es el grado de intervención que consiste en la aplicación de los procedimientos técnicos para detener los mecanismos de alteración o impedir que surjan nuevos deterioros en un edificio histórico.

Consolidación: Es un tipo de intervención, es la más respetuosa dentro de la restauración y tiene por objeto detener las alteraciones en proceso; da solidez a un elemento que la ha perdido o que la está perdiendo.

FRP (Polímeros de fibras reforzadas): Son materiales compósitos o compuestos. Están conformados por fibras de vidrio (GFRP), aramida (AFRP) o carbono (CFRP), que son introducidos con una cierta posición, volumen y dirección dentro de una matriz vinculante para lograr una máxima eficiencia. La unión de estas fibras con la matriz, que suele ser de resina epóxica, vinílica o de poliéster, produce un material poseedor de una resistencia y una rigidez cercana a aquella de las fibras, y con una resistencia química similar a la de la matriz.

Georadar: Es una técnica no-destructiva (NDT) utilizada para conocer las propiedades mecánicas de los materiales. Se basa en la propagación de impulsos electromagnéticos transmitidos en el material; de acuerdo con la velocidad de dicha propagación, sería posible correlacionar la información obtenida con la mediante la prueba para llegar a una conclusión acerca del material.

ICOMOS (International Council on Monuments and Sites): Es la única organización internacional no gubernamental que se dedica a difundir la aplicación de teorías, metodologías y técnicas científicas a la conservación del patrimonio arquitectónico y arqueológico. Se encuentra ligado a la ONU a través de la UNESCO.

Integración: Es el tipo de intervención que aporta elementos claramente nuevos y visibles para asegurar la conservación de la edificación, y que consiste en completar o rehacer partes de un bien cultural con materiales nuevos o similares a los originales, sin pretender engañar, por lo que tendrá que distinguirse del original.

Materiales epóxicos: Materiales que forman una capa protectora contra factores ambientales como la temperatura, el clima o la corrosión. Se presentan en forma de resina.

Mínima alteración o impacto: Es uno de los principios de conservación aplicados a las construcciones históricas, en el que se establece que se optará por las intervenciones que causen el menor daño o alteración a la edificación, siempre y cuando provean un nivel de seguridad adecuado.

Monitorización: Es uno de los principios de conservación aplicados a las construcciones históricas. La monitorización implica que cualquier intervención deberá de ser supervisada y controlada durante su ejecución.

Patrimonio cultural arquitectónico: Edificaciones que son representativas de una sociedad, de su forma de vida, ideología, economía, tecnología, productividad, etc., y de un momento histórico determinado, que además poseen un reconocimiento e importancia cultural a causa de su antigüedad, significado histórico, por cumplir una función social o científica, estar ligados a nuestro pasado cultural, por su diseño, así como por sus valores intrínsecos, arquitectónicos, funcionales, especiales, tecnológicos y estéticos, entre otros.

Prueba de gato plano: Es una técnica ligeramente destructiva (MDT) que se utiliza para determinar las propiedades mecánicas de un material; con ella se pretende conocer los estados de esfuerzos in-situ de algún elemento. Consiste, a grandes rasgos, en la realización de un corte en el lugar que se pretende estudiar; debido a este corte, el material se relaja, provocando que se cierre hasta un cierto punto. Es entonces cuando se introduce un gato plano, con el que se pretende recuperar la distancia original del corte a través de la aplicación de presión. La presión que fue necesaria para recuperar la distancia se asocia con la compresión a la que está sometido el elemento.

Reconstrucción: Tipo de intervención que tiene por objeto volver a construir partes desaparecidas o perdidas de un monumento. Se refiere a las labores que se realizan en el

monumento a nivel estructural, por lo que debe existir respeto al inmueble, y se tiene que efectuar de tal manera que sea reconocible, empleando materiales nuevos y no la reutilización de elementos pertenecientes a la construcción original ya perdida.

Rehabilitación estructural: Proceso de intervención para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con niveles de seguridad apropiados.

Respeto a la autenticidad de la estructura: Es uno de los principios de conservación aplicados a las construcciones históricas, según el cual, debido a que la concepción estructural es parte del valor cultural de una edificación, ésta debe de ser preservada, sin olvidar que gran parte de este valor viene a sí mismo definido por los materiales originales con los que se construyó.

Restauración: La restauración como disciplina se define como la intervención profesional en los bienes del patrimonio cultural, que tiene como finalidad proteger su capacidad de delación, necesaria para el conocimiento de la cultura. Por otro lado, como grado de intervención, es el conjunto de los procedimientos técnicos que buscan restablecer la unidad formal y la lectura del bien cultural en su totalidad, respetando su historicidad, sin falsearlo.

Reestructuración: Se trata de un tipo de intervención que devuelve las condiciones de estabilidad perdidas o deterioradas, garantizando, sin límite previsible, la vida de una estructura arquitectónica.

Reversibilidad y remoción: Es uno de los principios de conservación aplicados a las construcciones históricas. En él se establece que, de preferencia, las medidas que se hayan seleccionado deben de ser reversibles, de tal manera que se pueda regresar al estado anterior de la estructura sin que esto implique ningún tipo de daño permanente. Este criterio, brinda a su vez la oportunidad de que algún tipo de refuerzo sea reparado, modificado o cambiado en el futuro.

Técnicas no-destructivas (NDTs): Se realizan para conocer las propiedades mecánicas de los materiales. Este tipo de pruebas son in- situ, y en el caso de los edificios históricos son muy efectivas, pues contribuyen a la conservación del estado original del inmueble.

Técnicas ligeramente destructivas (MDTs): Estas pruebas se realizan para tener una mejor idea de la morfología y los componentes de un material.

Valores intrínsecos: Es el conjunto de características y propiedades, tangibles o intangibles, pertenecientes a un determinado monumento histórico. Se suelen agrupar dentro de cinco grupos: arquitectónico, ingenieril, artístico, económico e histórico.

Referencias.

Adedeji A. y Opeyokun B., (2010), “Environmental impact on historic monuments in Nigeria”, Department of Civil Engineering, University of Ilorin, Ilorin, Nigeria.

Animas H. (2015) “Evaluación del empleo del modo de vibrar como indicador de la condición estructural de edificios históricos”, Tesis de Doctorado, Universidad Autónoma de Aguascalientes.

Basurto Scott Brianda (2017) “Análisis de la respuesta dinámica de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México durante el periodo de 1997-2015”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Batis A. (2004) “La restauración y conservación de monumentos históricos en México”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Bazán E. y Meli R. (2003), “Diseño sísmico de edificios”, Limusa, México.

Beconcini M., Bennati S., Salvatore W. (2001) “Structural characterization of a medieval bell tower: First historical, experimental and numerical investigations” Proceedings of the 3rd International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC), Guimaraes, Portugal.

Belli C. (2014) “Criterios para evaluar la seguridad estructural en construcciones históricas”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Benedetti D. y Petrini V. (1984) “Seismic Vulnerability of masonry buildings (in Italian)” National Council of Investigation, National Group for the earthquake Protection, Italy.

Benvenuto E. (1991), “An Introduction to the History of Structural Mechanic””, Berlin.

Binda L. y Saisi A. (2001) “State of the Art of Research of Historic Structures in Italy” Dept. of Structural Engineering- Politecnico of Milan, Italy.

Binda L. y Saisi A. (2009) “Application of NDTs to the diagnosis of Historic Structures”, NDTCE’ 09 Non- Destructive Testing in Civil Engineering, Nantes, France.

Binda L., Lenzi G., Saisi A. (1998), “NDE of masonry structures: use of radar test for the characterization of Stone masonry”, Non Destructive Testing and Evaluation Int., vol. 31, n.6, pp. 411-419.

Bocchio M. y Antonella F. (2017) “Vulnerabilità sismica delle torri storiche: metodi di valutazione”, Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Milano.

Brenchich, A. (2007) “Guide to the execution and control of repairs. Repair and strengthening” Research project of the International Union of Railways, Improving Assessment, Optimization of Maintenance and Development of Database of Masonry Arch Bridges.

Burghignoli A., Jamiolkowski M., Viggiani C., (2007) “The stabilization of the Leaning Tower of Pisa”.

Casciati S. y Faravelli L. (2010) “Vulnerability assessment for medieval civic towers”, Structure and Infrastructure Engineering 6:1-2, 193-203.

Chávez M (2010) “Validación experimental de modelos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas”, Tesis de doctorado, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Consiglio Nazionale delle Ricerche (2013) “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Composti Fibrozintati, CNR-DT 200 R1/2013”.

De Guglielmo F. (2015) “L'acciaio nel restauro strutturale degli edifici storici”, Università di Salerno, Italia.

De la torre O., López R., Salazar A., y Roldán J. (2004) “Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 70, pp 1-26.

De La Plaza L. (Cord.). Diccionario visual de términos arquitectónicos. Madrid: Ediciones Cátedra, 2012.

Espejo S (2007) “Estudio del comportamiento experimental de dos puentes ensayados hasta rotura: Puente ferroviario de la Riera de Rubí y Puente sobre el ferrocarril del Plazaola en Urnieta”, Universidad Politécnica de Madrid.

Fornasiero E. (2014) “Identificazione dinamica e valutazione di vulnerabilità sismica della torre campanaria del Santuario Madonna della Rocca di Cornuda”, Tesi di Laurea Magistrale, Università degli studi di Padova.

Ganz H.R., (1990), “Post-tensioned masonry structures: Properties of masonry design considerations post-tensioning system for masonry structures applications”, VSL Report Series No. 2, Berne, Switzerland.

Ganz H.R., (2002), “Post-tensioned masonry around the world”, Proceedings of the first annual Conference of the Post-tensioning Institute, San Antonio, USA.

GNDT (1990) “Seismic risk of public buildings (in Italian)”. National Group for the earthquake Protection, Italy.

Hermankova V., Anton O., Cikrle P., Komarkova T., y Stehlik M (2018) “Possibilities and pitfalls of revitalizing the timber structure of an industrial building from the 19th century from the viewpoint of diagnosis”, Department of Building Testing, Faculty of Civil Engineering, BUT in Brno, Czech Republic.

ICOMOS (1964) “Carta internacional sobre la conservación y la restauración de monumentos y sitios (Carta de Venecia)”, ICOMOS.

ICOMOS (2003) “Principios para el análisis, conservación y restauración estructural del patrimonio arquitectónico”, ICOMOS.

INAH (2020) Instituto Nacional de Antropología e Historia. Catálogo Nacional de Monumentos Históricos. <https://catalogonacionalmhi.inah.gob.mx/consultaPublica>

Indirli M., Castellano M.G., Clemente P., Y Martelli A., (2001) “Demo-application of shape memory alloy advices: The rehabilitation of San Giorgio church bell-tower” Proceedings of SPIE, Smart Structures and Materials.

Iskhakov I. y Ribakov Y. (2006) “Modern trends in base isolation application for seismic protection of historical buildings”, College of Judea and Smaria, Israel.

Jiménez E. (1997) “Análisis estructural de la torre sur-poniente de la Catedral de la Ciudad de México”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

López F. (1992) “Estudio de la condición actual de la Catedral Metropolitana, las condiciones de la estructura en función del problema del suelo”, Tesis de Doctorado, Facultad de Arquitectura, UNAM.

López F (2016) “La Carta de Venecia en el siglo XXI”, Editorial Restauro Compás y Canto.

Lourenço P. (2006) “Recommendations for Restoration of Ancient Buildings and the Survival of a Masonry Chimney”, University of Minho.

Mandara A. y Palumbo G. (2004) “Confined masonry members: a method for predicting compressive behavior up to failure”, Department of Civil Engineering, Second University of Naples, Italy.

Marini A. (2015) “Comportamento delle strutture in muratura sotto sisma-meccanismi di danno”, Università degli Studi di Bergamo.

MAPEI (2018) “Manuale Rinforzo Strutturale”.

Ministero per i Beni e le Attività Culturali (2010) “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni”, Gangemi editore.

Meli R. y Sánchez A.R. (1993) “Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, Aspectos estructurales”, Informe preparado por el Instituto de Ingeniería, UNAM para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Nacional, Secretaría de Desarrollo Social.

Meli R., (1998) “Ingeniería estructural de los edificios históricos”, Fundación ICA, México.

Meli R. y Sánchez A. (2001) “La rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México”, Revista Digital Universitaria, Vol.2, No.2.

Modena C., Lourenço P, y Roca P. (2005) “Structural analysis of historical constructions: possibilities of numerical and experimental techniques”, International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions.

Monroy G (2018) “Estudio de una técnica de refuerzo para el edificio de gobierno del Archivo General de la Nación”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Morales H (2004) “Análisis de la respuesta sísmica de un templo colonial típico en cruz latina”, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Oliveira P. y Márcia O. (2008) “La geotecnia en los monumentos históricos”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Orduña A., Roeder G. y Peña F. (2007) “Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 77, pp. 71-88.

Page J. (1987) “Load tests to collapse on two arch bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire”.

Peña F. (1995) “Comportamiento estructural de la Catedral de la Ciudad de México ante hundimientos diferenciales”, Tesis de Licenciatura, FES Acatlán, UNAM.

Peña F. y Rangel M. (2004) “Propuesta de cargas gravitacionales para edificios históricos de la Ciudad de México”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Peña F. (2008) “Estrategias para el modelado y el análisis de edificios históricos de mampostería”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Peña F. (2010) “Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 83, pp. 43-63.

Peña F. y Lourenço P (2012) “Criterios para el refuerzo antisísmico de las estructuras históricas”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 87, México.

Preciado A. (2011) “Seismic Vulnerability Reduction of Historical Masonry Towers BY External Prestressing Devices”, University of Braunschweig and University of Florence.

Preciado A., Rodríguez O., Gutierrez N. y Leal O. (2016) “Ingeniería estructural sensibilizada ante riesgos naturales aplicada a la protección del patrimonio histórico”, 1er Congreso Internacional sobre Sustentabilidad en los Hábitats, Universidad ITESO, Guadalajara, México.

Preciado A., Rodríguez O., Ramírez A., Rosales G., Caro J., y Lujan R. (2016) “Seismic Vulnerability Indicators of the Franciscan Routes Churches in Tlajomulco, Mexico by simplified methods”, Structural Analysis of Historical Constructions, Taylor and Francis Group, London.

Rivera D. (1997) “Comportamiento de elementos estructurales de construcciones coloniales y algunas aplicaciones”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Rivera D. (2000) “Análisis de la Respuesta Sísmica registrada en la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Rivera D., Meli R., Sánchez A.R., Orozco B. (2008). “Evaluation of the measured seismic response of the Mexico City Cathedral”. Earthquake and Structural Dynamics 37, 1249-1268.

Rivera D. y Arce C. (2014) “Simplified Assessment of the Structural Safety of Historical Constructions”, 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions.

Rivera D., Godho G. y Uribe A. (2019) “Vulnerabilidad sísmica de edificios históricos”, XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

Robles L. (2013) “Análisis Estructural de la Parroquia de San Bartolomé Apóstol”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Rocchetti E (2012) “La torre civica di Ravenna: evoluzione delle condizioni di vulnerabilità sísmica”, Tesi di Laurea, Università di Bologna.

Rodríguez C., Morales M., Rubio P., Pérez F. (2011) “Inspección mediante técnicas no destructivas de un edificio histórico: oratorio San Felipe Neri (Cádiz)”, Informes de la Construcción, Vol. 63, 521, pp. 13-22.

Rodríguez L. (1996) “El templo de la Santísima Trinidad en México, D.F. su historia, sus restauraciones, conservación”, Tesis de Maestría, Facultad de Arquitectura, UNAM.

Sánchez R., Ruíz V., Saynes A., (2017) «Parroquia de la Asunción de la Inmaculada Concepción del Salto de Agua», Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco, IPN.

Sepe V., Speranza E., Viskovic A., (2008) “A method for large-scale vulnerability assessment of historic towers”, Structural control and health monitoring, pp. 389-415.

Syngellakis S. (2013) “Retrofitting of Heritage Structures”, Wessex Institute of Technology, UK.

Triantafillou T. y Fardis M. (1997) “Strengthening of historic masonry structures with composite materials”, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, pp. 486-496.

Triantafillou T. y Fardis M. (1995) “Strengthening of historic masonry structures with fibre reinforced plastic composites” Transactions on the Built Environment, vol 15.

Yardim Y. y Mustafaraj E. (2015) “Effects os soilsttlement and deformed geometry on a historical structure”, Nat. Hazards Earth Syst. Sci, 15, pp. 1051-1059.