



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

T E S I S

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL COLEGIO
PRIMITIVO Y NACIONAL DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA:
HORACIO INFANTE SANDOVAL

DIRECTOR DE TESIS:
DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ



MORELIA MICHOACÁN, MAYO 2012

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1. 1. Motivación	1
1. 1. 1. Histórica	1
1. 1. 2. Económica	2
1. 2. Objetivos y organización de la tesis	3
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICIOS HISTÓRICOS.	5
2. 1. INTRODUCCIÓN.	5
2. 2. CONCEPTO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.	6
2. 2. 1. Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica.	6
2. 2. 1. 1. Métodos simplificados de análisis sísmico.	7
2. 2. 1. 2. Método del índice de vulnerabilidad.	7
2. 2. 1. 3. Métodos basados en el Espectro de Capacidad.	8
2. 2. 1. 3. 1. Curva de capacidad.	10
2. 2. 1. 3. 2. Espectro de capacidad.	11
2. 2. 1. 3. 3. Espectro de respuesta elástico.	13
2. 2. 1. 3. 4. Espectro de respuesta inelástico.	15
2. 2. 1. 3. 5. Punto de desempeño.	16
2. 2. 2. Evaluación de la demanda sísmica.	19
2. 2. 2. 1. Métodos deterministas para la evaluación de la peligrosidad sísmica.	20
2. 2. 2. 2. Relaciones de atenuación.	20
2. 2. 2. 3. Métodos probabilistas para la evaluación de la peligrosidad sísmica.	22
2. 2. 2. 4. Definición de las fuentes sísmicas.	23
2. 2. 2. 5. Sismicidad de las fuentes.	23
2. 2. 2. 6. Leyes de atenuación para las fuentes sísmicas.	26
2. 2. 2. 7. Probabilidades de excedencia de aceleraciones.	26
2. 3. FRAGILIDAD SÍSMICA.	27
2. 4. ESTUDIOS Y METODOLOGÍAS ACTUALES PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICIOS HISTÓRICOS.	28
2. 4. 1. Métodos basados en pruebas de mesa vibradora.	28
2. 4. 2. Método del marco equivalente modificado.	31
2. 4. 3. Evaluación de la capacidad sísmica de edificios de mampostería antigua, con ayuda del Método de los Elementos Rígidos.	34
2. 4. 4. Evaluación de la fragilidad sísmica con ayuda del método del espectro de capacidad.	44
3. ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y CARACTERÍSTICAS GENERALES.	52
3. 1. INTRODUCCIÓN.	52
3. 2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.	53
3. 3. ANTECEDENTES CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES.	55
3. 4. CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES.	55
3. 4. 1. Arquitectónicas.	55
3. 4. 2. Estructurales.	61
3. 4. 2. 1. Materiales.	61
3. 4. 2. 1. 1. Mampostería.	61
3. 4. 2. 1. 2. Mortero (argamasa).	62

3. 4. 2. 2. Tipos de acomodo de mampostería y localización dentro del Colegio.	63
3. 4. 2. 3. Modificaciones.	64
3. 4. 2. 4. Daños.	65
3. 4. 2. 4. 1. En mortero (juntas).	65
3. 4. 2. 4. 2. En mampostería.	66
4. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS RÍGIDOS.	68
4. 1. INTRODUCCIÓN.	68
4. 2. MÉTODO DE LOS ELEMENTOS RÍGIDOS.	69
4. 2. 1. Filosofía del método.	69
4. 2. 2. Formulación matemática del método.	70
4. 2. 2. 1. Cinemática.	70
4. 2. 2. 2. Efectos de inercia.	71
4. 2. 2. 3. Efectos de la viscosidad.	72
4. 2. 2. 4. Efectos elasto-plásticos.	72
4. 2. 3. Ecuación de movimiento.	73
4. 2. 4. Comportamiento mecánico de los puntos de conexión.	73
4. 3. PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL RIGID.	74
4. 3. 1. Principales características y limitaciones.	74
5. ESTUDIO DE LA VUNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL COLEGIO DE SAN NICOLÁS.	78
5. 1. INTRODUCCIÓN.	78
5. 2. GEOMETRÍA DE LOS MACROELEMENTOS.	79
5. 3. PASOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS MACROELEMENTOS.	85
5. 3. 1. Curvas de capacidad para los macroelementos.	86
5. 3. 2. Espectros de capacidad para los macroelementos.	90
5. 3. 3. Espectros de demanda sísmica.	97
5. 4. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS MACROELEMENTOS PARA LOS SISMOS DE 475 y 975 años.	98
5. 4. 1. Puntos de desempeño	98
5. 4. 1. 1. Puntos de desempeño para la fachada principal.	98
5. 4. 1. 2. Puntos de desempeño para la fachada poniente.	100
5. 4. 1. 3. Puntos de desempeño para la fachada norte.	101
5. 4. 1. 4. Puntos de desempeño para la arcada sur del primer patio.	102
5. 4. 1. 5. Puntos de desempeño para la arcada este del primer y segundo patio.	103
5. 4. 1. 6. Puntos de desempeño para la arcada norte del primer patio.	104
5. 4. 2. Modelos de fragilidad.	105
5. 4. 2. 1. Fragilidad para la fachada principal.	105
5. 4. 2. 2. Fragilidad para la fachada poniente.	106
5. 4. 2. 3. Fragilidad para la fachada norte.	107
5. 4. 2. 4. Fragilidad para la arcada sur del primer patio.	108
5. 4. 2. 5. Fragilidad para la arcada este del primer y segundo patio.	109
5. 4. 2. 6. Fragilidad para la arcada norte del primer patio.	110
6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.	112
6. 1. CONCLUSIONES.	112
6. 2. LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	113

REFERENCIAS

115

ANEXOS

ANEXO A.1.

I

ANEXO A.2.

II

ANEXO B.1.

III

ANEXO B.2.

IV

ANEXO C.1.

V

ANEXO C.2.

VI

ANEXO D.1.

VII

ANEXO D.2.

VIII

1.1 MOTIVACIÓN.

1.1.1 Histórica.

Los monumentos históricos son los ancianos decadentes que nos cuentan el transcurrir histórico de la humanidad. Son aquellos que muestran la hegemonía de las naciones a través de las diferentes etapas del hombre sobre la tierra, siendo evidencia tangible de cada una de las diferentes culturas, que han dejado de legado infinidad de estructuras monumentales que se reúsan a desaparecer y de tal complejidad que en la actualidad es difícil reproducirlas en escalas similares. Los antiguos egipcios (3150 a. C al 31 a. C) fueron una de las sociedades más fructíferas y duraderas de todos los tiempos, nos dejaron de herencia monumentos tales como; las pirámides de Keops (imagen 1.1. a, siglo XXVI a. C), Jefra o Kefrén (imagen 1.1. b, siglo XXVI a. C) y Micerinos (imagen 1.1. c, siglo XXV a. C), todas ellas hechas de bloques de granito tallados y apilados unos sobre otros, el proceso constructivo no se conoce con certeza.



(a) Pirámide Keops.

(b) Pirámide Kefrén.

(c) Pirámide Micerinos.

Imagen 1.1. Pirámides de Guiza (tomadas de www.phistoria.net)

Culturas como la griega y la romana son imposibles de olvidar ya que son la cuna y parteaguas importante dentro de la arquitectura e ingeniería modernas, debido a que muchos de sus métodos constructivos y organización de la infraestructura, se toman como base en la formación de las ciudades contemporáneas. La arquitectura de estas dos civilizaciones guarda un mayor cuidado, variedad y detalle, que culturas como la egipcia, ejemplo de esto lo podemos ver en las imágenes 1.2 y 1.3 en las que se muestran monumentos representativos de estas dos culturas, de los griegos se tienen; el teatro Dioniso (imagen 1.2 a, 407 a. C.), el Partenón (imagen 1.2 b, 447 al 432 a. C.) y el Templo de Atenea Niké (imagen 1.2 c, 421 a. C.). Por parte de los romanos tenemos; el Coliseo romano (imagen 1.3 a, 70 al 80 d. C.), Arco de Séptimo Severo (imagen 1.3 b, 203 d. C) y el acueducto de Segovia (imagen 1.3 c, fecha desconocida). Estos son solo algunas de las muchas diversidades de monumentos heredados por estas importantes culturas.





Imagen 1.2. Monumentos típicos de la cultura griega (tomadas de es.wikipedia.org)

Monumentos históricos prácticamente existen en todo el planeta, siendo en su mayoría de carácter religioso y mostrando las diversidades ingenieriles y arquitectónicas de las que es capaz el hombre. El preservar dichas estructuras es conservar la historia por lo que esto es un motivo inherente de su estudio, además es una tarea que nos compete a cada sociedad, solo que es hasta épocas recientes que se le ha prestado debida atención a su estudio y rehabilitación.



Imagen 1.3. Monumentos típicos de la cultura romana (tomada de es.wikipedia.org)

1.1.2 Económica.

Los monumentos históricos son grandes generadores de remesas ya que son importantes atractivos turísticos, esto es más comúnmente visto en países europeos siendo sus construcciones antiguas, uno de sus principales sustentos económicos de algunos países tales como Francia, España, Italia y Alemania (1er, 4to, 5to y 8vo lugar de la OMT). En nuestro país la mayor parte de los monumentos de fábrica antigua se encuentran en la zona central del mismo siendo ciudades como Querétaro, Morelia, Puebla, Guanajuato, Guadalajara, el Distrito Federal y Zacatecas, por mencionar algunas.

La ciudad de Morelia fue reconocida como patrimonio cultural de la humanidad por la UNESCO (1991), gracias a sus más de mil treientos edificios históricos, considerada





que posee el principal centro de recepción turística nacional. Los principales monumentos históricos de la ciudad son la Catedral (imagen 1.4. a, 1660 a 1744), el Colegio Primitivo y Nacional de San Nicolás de Hidalgo (imagen 1.4. b, 1868 a 1884) y el Acueducto (imagen 1.4. c, 1728 a 1785), entre muchos otros.



(a) Catedral de Morelia

(b) Colegio de San Nicolás

(c) Acueducto

Imagen 1.4. Monumentos históricos representativos de la Ciudad de Morelia, Michoacán (www.turismomichoacan.gob.mx).

1.2 OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.

El objetivo general de esta investigación es abrir un parteaguas para el análisis de edificios coloniales dentro de nuestro país, ya que únicamente se les ha prestado importancia a edificios de carácter religioso. Como objetivo particular el presente trabajo estudia de manera bidimensional los macroelementos más vulnerables del Colegio de San Nicolás, seleccionados basados en estudios previos (Martínez e Infante, 2009), en el cual se realizó un análisis lineal temporal a un modelo tridimensional de elementos finitos tipo placa, el cual nos dio como visualización general las zonas del edificio con mayor concentración de esfuerzos, siendo estos macroelementos los modelados para analizar, pero ahora mediante un modelo bidimensional de elementos rígidos, utilizando el método de análisis de empuje incremental (estático no-lineal), con la finalidad de determinar su vulnerabilidad.

Para esto la tesis se organizó de la siguiente forma:

- *Capítulo 2.* Este muestra el concepto de vulnerabilidad y fragilidad sísmica, además de describir el Método del Espectro de Capacidad, que es el utilizado para este estudio. Por otro lado se observa el estado del conocimiento referente a metodologías comúnmente utilizadas, para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de fábrica antigua, además de métodos de reciente creación concebidos también para dicho fin.
- *Capítulo 3.* Aquí se comenta la importancia histórica que guarda en nuestro país el Colegio de San Nicolás, mostrándose además con detalle la





arquitectura, las rehabilitaciones y daños estructurales más evidentes de la edificación. Este capítulo es en donde se realiza la importancia de conservación de este recinto patrimonial.

- *Capítulo 4.* Se presenta de manera clara las teorías y formulación matemática que sustentan al *Método de los Elementos Rígidos (MEF)*, creado primordialmente como una herramienta de análisis para edificios históricos. Además se describen las características principales, ventajas y desventajas del programa de computadora *RIGID* que basa su algoritmo en el MEF, y sumado a esto presenta modelos constitutivos adecuados para la mampostería sin confinar.
- *Capítulo 5.* La parte medular del presente trabajo de tesis se encuentra dentro de este capítulo, es aquí donde se plantean los modelos analíticos de los macroelementos seleccionados y que a su vez serán analizados mediante un análisis estático no-lineal, acelerando lateralmente su masa hasta el colapso, dentro del programa *RIGID*. En este capítulo se desglosa para cada uno de los modelos matemáticos, el método del espectro de capacidad que se utiliza como herramienta para determinar la vulnerabilidad sísmica. Por otra parte es aquí donde se realizan los estudios de fragilidad sísmica que es el alcance final de este trabajo.
- *Capítulo 6.* Se exponen las conclusiones resultantes de la investigación, aparte de exponer las futuras líneas de estudio que podrán seguirse para un estudio más detallada del Colegio de San Nicolás y edificios de este tipo dentro del país.
- *Anexos.* Refieren las plantas arquitectónicas de la estructura y ubican dentro de las mismas los daños en la mampostería a lo largo de toda la estructura.



CAPÍTULO 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN EDIFICIOS HISTÓRICOS.

2.1 INTRODUCCIÓN.

El estado del conocimiento referente a estudios de vulnerabilidad sísmica para edificios históricos es muy limitado aun, ya que el análisis de edificios de fábrica antigua es una rama de la ingeniería estructural en pleno crecimiento, por lo que existen pocos estudios realizados con este fin. Aunado a esto, existen metodologías de evaluación que están siendo creadas, modificadas o adecuadas para este propósito, dentro de las cuales existen métodos; experimentales basados en pruebas de mesa vibradora, algunos otros como el método del marco equivalente modificado que es una mezcla entre dos métodos establecidos para edificios de mampostería común, y por otro lado encontraremos dentro de este capítulo métodos más completos que se basan en análisis de modelos matemáticos mediante el uso del método de los elementos finitos y calibrados por medio de pruebas de vibración ambiental .





2.2 CONCEPTO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.

La vulnerabilidad sísmica es una característica propia de cada sistema estructural, queda definida como *la predisposición que tiene una estructura de ser susceptible a sufrir algún tipo de daño, bajo una acción sísmica de cierta intensidad*. La función de vulnerabilidad (o modelos de fragilidad) de una estructura es aquella que describe de forma gráfica o matemática su vulnerabilidad, para varias intensidades sísmicas, dichos valores se pueden expresar mediante algún parámetro físico como la aceleración máxima del terreno, o la intensidad en cualquier escala macrosísmica (Caicedo *et al.* 1994).

La vulnerabilidad de una estructura depende de diversos factores, que van desde el criterio empleado para su diseño (estructuras modernas), como las características mecánicas, físicas y químicas actuales de los materiales que componen el sistema estructural, esto último en especial para construcciones de mampostería antigua. Doglioni (*et al.* 1994) considera que las construcciones antiguas están formadas por elementos arquitectónicos repetitivos, caracterizados por tener una respuesta sísmica que es autónoma del resto del edificio, a dichos elementos los llamó *macroelementos*, concepto que tomaremos para dividir el Colegio de San Nicolás y poder realizar análisis no lineales bidimensionales.

2.2.1 Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica.

Para la evaluación de la vulnerabilidad existen dos formas generales diferentes; una de ellas es la *vulnerabilidad observada*, la cual se determina por medio de la observación de daños posteriores a un terremoto y al análisis estadístico de los mismos, para cierta tipología de estructuras; la otra forma es la *vulnerabilidad calculada*, que se obtiene mediante un análisis matemático basado en un modelo estructural analítico o a partir de ensayos de laboratorio de modelos a escala y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilísticos. Para cada forma de evaluar la vulnerabilidad, existen métodos diferentes que a menudo utilizan características de ambas. A continuación mencionaremos brevemente las metodologías más adecuadas, usadas para la obtención de la vulnerabilidad de estructuras de fábrica antigua, haciendo mayor énfasis en el *método del espectro de capacidad*, por ser en el que nos basaremos en este estudio.





2.2.1.1 Métodos simplificados de análisis sísmico.

Estos métodos estudian la relación que existen entre las características arquitectónicas-estructurales de los edificios antiguos, de tal manera que se pueda prever el grado de seguridad, de manera elemental, como un indicador de los modos y mecanismos de daño más probables. Sin embargo, para la aplicación de estos métodos es necesario que la estructura sea regular y simétrica en planta, que los sistemas de cubiertas formen diafragmas rígidos, y que el modo de falla ocurra por cortante en el plano de los muros. Resulta que estos métodos son apenas un indicador general de la capacidad de la estructura para resistir sismos de los edificios históricos. Los métodos simplificados considerados son:

- **Índice de densidad de muros.** Este método determina un porcentaje de la superficie en planta que ocupan los muros resistentes a cortante, en ambas direcciones ortogonales, con la finalidad de obtener una evaluación de la seguridad sísmica de las construcciones antiguas.
- **Índice de seguridad sísmica.** Se obtiene mediante la razón entre el área en planta de los muros estructurales y el peso total de la construcción, esto para cada una de las direcciones principales. Este indicador determina la sección horizontal de muros disponibles para la resistencia a cortante por unidad de peso de la construcción, además, considera la influencia de la altura de la misma.
- **Método simplificado de diseño sísmico.** Este método establece un factor de seguridad a cortante para los muros resistentes a sismos. Para este caso el cortante basal asociado a alguna demanda sísmica se estima mediante un análisis estático, es decir, el peso del edificio multiplicado por un coeficiente sísmico. La capacidad resistente de la estructura se obtendrá admitiendo como condición, que todos los muros resistentes podrán movilizar de manera uniforme toda su capacidad de resistencia a cortante, y en ambas direcciones.

2.2.1.2 Método del Índice de Vulnerabilidad.

Dentro de los análisis de *la vulnerabilidad observada* tenemos el *método del índice de vulnerabilidad*, el cual se basa en datos aproximados de diferentes tipologías estructurales, en este caso de monumentos históricos, dicho método se fundamenta en la asignación de un índice de vulnerabilidad para cada edificio, el cual es corregido mediante ciertos factores correlacionados con parámetros fácilmente identificables a simple vista, tales como la calidad de los materiales, estado de mantenimiento, regularidad estructural,





entre otras características del estado actual de una estructura, que tienden a sufrir daños similares cuando se ven sometidas a acciones sísmicas, lo cual permite con base en la observación de daños ocurridos con anterioridad.

El proyecto RISK-UE (Lagomarsino et al., 2003), se proponen funciones de vulnerabilidad para la aplicación del método del índice de vulnerabilidad, combinando métodos tipológicos (basados en la caracterización de grupos de edificios con comportamiento similar) y semióticos (estimando la vulnerabilidad de edificios de forma individualizada, mediante un sistema de puntaje basado en diferentes factores que pueden afectar el comportamiento estructural). En esta propuesta, los edificios se clasifican mediante tipologías, asignando un índice de vulnerabilidad que puede ser modificado en función de las características que pudieran afectar su comportamiento sísmico.

2.2.1.3 Métodos basados en el Espectro de Capacidad.

La tendencia de diseño actual apunta a proyectar los sistemas constructivos de tal manera que para un cierto nivel de peligrosidad sísmica, la estructura tenga un nivel de desempeño predeterminado, y que dependa de la importancia de la misma. A este tipo de criterio se le conoce como diseño por desempeño.

Organizaciones como VISION 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC-40 (1996), ha publicado definiciones para niveles de desempeño deseables. VISION 2000 proponen niveles de desempeño de una estructura, que van desde completamente operacional hasta el colapso (ver tabla 2.1), también publican peligrosidades sísmicas (ver tabla 2.2).

NIVEL DE DESEMPEÑO	CONDICIÓN
Completamente operacional	Continúo para prestar servicio. Daño estructural y no estructural despreciable.
Operacional	La mayor parte de las operaciones pueden ser restituidas inmediatamente. La estructura es segura para su ocupación. Operaciones esenciales protegidas, operaciones no esenciales interrumpidas. Se requiere de reparaciones para restaurar algunos servicios no esenciales. El daño es ligero.
Seguridad de vida	El daño es moderado, pero la estructura permanece estable. Sistemas, características o contenidos de los edificios pueden ser protegidos del daño. El edificio puede ser evacuado después del





	terremoto. Las reparaciones son posibles, pero económicamente imprácticas.
Cercano al colapso	El daño es severo en elementos estructurales, pero el colapso está prevenido. Los elementos no estructurales pueden caer. La reparación no es posible.
Colapso	Pérdida parcial o total de la integridad estructural. Colapso parcial o total. No es posible la relación.

Tabla 2.1. Niveles de desempeño según VISION 2000.

Peligrosidad sísmica de diseño	Periodo de retorno en años	Probabilidad de ocurrencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	950	10% en 100 años

Tabla 2.2. Niveles de peligrosidad sísmica según VISION 2000.

La relación desarrollada entre el objetivo del desempeño, la importancia de la estructura, y la probabilidad de ocurrencia del sismo, la observamos en la imagen 2.1 (Rodgers y Mahin, 1999).

Probabilidad del sismo	Completamente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
Frecuente				
Ocasional				
Raro				
Muy raro				

■ Desempeño Inaceptable



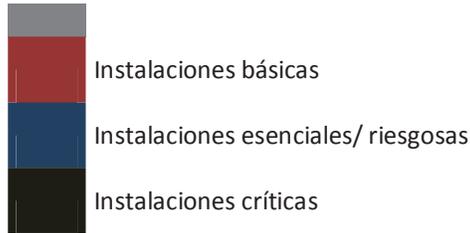


Imagen 2.1. Requerimientos de desempeño para edificios según VISION 2000.

El desempeño sísmico de una estructura puede obtenerse a partir de un análisis lineal o no lineal. Una de las técnicas más usadas empleando el análisis estático no lineal, es la del Método del Espectro de Capacidad (Freeman 1998, Fajfar 2000), dicho método compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales, contra la demanda de resistencia para un cierto nivel de peligrosidad sísmica al que se someterá la estructura. Dicha metodología se explicara en los incisos siguientes.

2.2.1.3.1 Curva de capacidad.

La curva de capacidad de una estructura o algún macroelemento es el primer paso a seguir para la creación de los espectros de capacidad del sistema. Esta curva se consigue aplicando fuerzas laterales monotónicas a la estructura, esto con la finalidad de graficar el cortante basal generado por dichas fuerzas, contra el desplazamiento máximo producido en el centro de masas de la edificación.

La curva de capacidad está construida para representar la respuesta del primer modo de vibrar, suponiendo que la estructura responde a la acción sísmica principalmente en el modo fundamental. Por lo que, la distribución de las fuerzas laterales en elevación debe de tener una distribución, tal que represente el vector fundamental, siendo proporcional al producto de la masa por el vector:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} V_b \quad (2.1)$$

donde

m_i , es la masa concentrada.

ϕ_i , es el desplazamiento modal en el nivel donde se localiza discretizada la masa i .



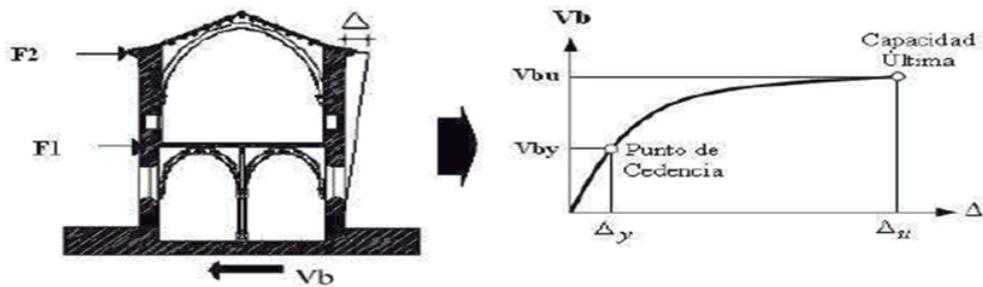


Imagen 2.2. Ejemplo de curva de capacidad (tomada de Martínez, 2008).

El procedimiento anterior se conoce como análisis “pushover” o de *empuje incremental* (ATC-40, 1996), y en los últimos años se ha tomado muy en cuenta esta metodología para todo tipo de estructuras. Con este procedimiento se puede conocer el comportamiento de un sistema hasta su capacidad última. Por lo que la curva de capacidad queda definida por el cortante último V_{bu} , el desplazamiento de cedencia Δ_y , y el desplazamiento último Δ_u . Por sencillez se permite representar la curva de capacidad bilinealizada (imagen 2.3), con la finalidad de poder definir de manera más clara los puntos correspondientes a la cedencia y a la capacidad última de la estructura.

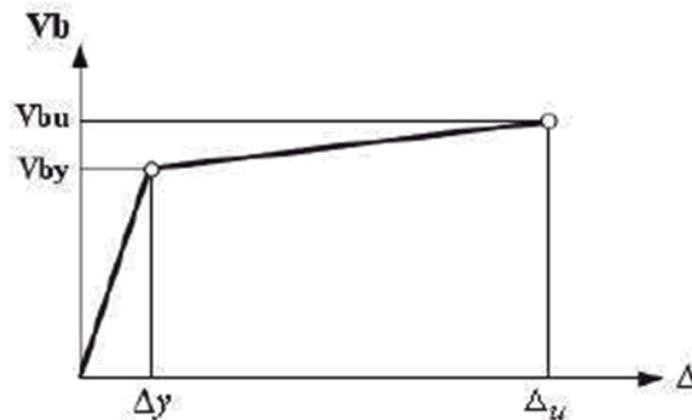


Imagen 2.3. Curva de capacidad bilineal (tomada de Martínez, 2008).

2.2.1.3.2 Espectro de capacidad.

Para trabajar la curva de capacidad en unidades congruentes a la demanda sísmica esperada, es necesario transformarla a un *espectro de capacidad*, convirtiendo las unidades de fuerza (cortante basal), a aceleración espectral y los desplazamientos de la estructura a espectrales.





Freeman (1998), propone una conversión utilizando las propiedades dinámicas de la estructura, para lo que se necesita conocer el factor de participación modal Γ_1 , el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi\}_1^T [m] \{1\}}{\{\phi\}_1^T [m] \{\phi\}_1} \quad (2.2)$$

donde:

$\{\phi\}_1$, vector modal para la frecuencia fundamental, normalizado con respecto al último nivel.

$[m]$, matriz de masas.

$\{1\}$, vector unitario.

Para los desplazamientos espectrales S_d y pseudoaceleraciones S_a en el primer modo, los vectores de fuerzas $\{f\}_1$ y desplazamientos $\{\Delta\}_1$ están dados por:

$$\{f\}_1 = [m] \{\phi\}_1 \Gamma_1 S_d \quad (2.3)$$

$$\{\Delta\}_1 = \{\phi\}_1 \Gamma_1 S_d \quad (2.4)$$

El vector modal normalizado con respecto al último nivel, el desplazamiento (ecuación 2.4) que le corresponde será:

$$\Delta = \Gamma_1 S_d \quad (2.5)$$

Si despejamos el desplazamiento espectral (seudodesplazamiento) quedará entonces:

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma_1} \quad (2.6)$$

El cortante basal es igual a la suma de las fuerzas laterales o sísmicas aplicadas a la estructura, y se calcula de la forma siguiente:

$$V_b = \{1\}^T \{f\}_1$$

sustituyendo $\{f\}_1$

$$V_b = \{1\}^T [m] \{\phi\}_1 \Gamma_1 S_a$$

$$V_b = M_1^* S_a \quad (2.7)$$





Donde M_1^* se conoce como masa modal efectiva, la cual nunca se recomienda que sea mayor a 0.75 aunque los cálculos arrojen valores inferiores (Freeman, 1998), dicha masa se determina como:

$$M_1^* = \Gamma_1 \{\phi\}^T [m] \{1\} \quad (2.8)$$

Si despejamos la aceleración espectral de la ecuación (2.7), tenemos que:

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.9)$$

Por lo tanto, si aplicamos las ecuaciones (2.6) y (2.9) a la curva de capacidad, obtenemos el espectro de capacidad de la estructura de análisis (Imagen 2.4).

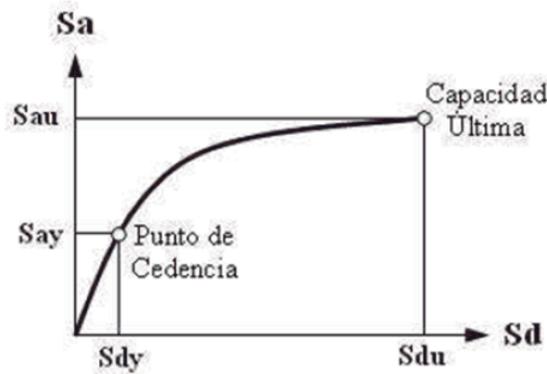


Imagen 2.4. Espectro de capacidad (tomada de Martínez, 2008).

2.2.1.3.3 Espectro de respuesta elástico.

La peligrosidad sísmica de un sitio es la demanda sísmica que deberán enfrentar las estructuras dentro de la misma ubicación, durante toda su vida útil. Esta demanda se puede representar mediante un espectro de sitio, el cual se construye en función de la aceleración máxima del terreno (llevando intrínsecas las características propias del terreno en el sitio) y el periodo de la estructura.

El espectro de demanda no es más que el espectro de respuesta en el sitio, con un cierto porcentaje de amortiguamiento crítico, expresado en función del desplazamiento y aceleración espectral (S_a, S_d , Fajfar y Gaspersic, 1996). Esta conversión se obtiene a partir del periodo de vibración de la estructura, de la siguiente manera:





$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.10)$$

donde:

T, es el periodo de vibrar de la estructura.

ω , es la frecuencia circular natural del sistema y queda en función de la masa y la rigidez de la misma:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (2.11)$$

De la definición de rigidez sabemos que la fuerza aplicada es igual a:

$$F = KS_d \quad (2.12)$$

Despejando la rigidez tenemos:

$$K = \frac{F}{S_d} \quad (2.13)$$

Tomando la segunda Ley de Newton:

$$F = mS_a \quad (2.14)$$

Sustituyendo la ecuación (2.14) en (2.13) obtenemos:

$$K = \frac{mS_a}{S_d} \quad (2.15)$$

Sustituimos la ecuación (2.15) en (2.11):

$$\omega = \sqrt{\frac{\frac{mS_a}{S_d}}{m}} = \sqrt{\frac{S_a}{S_d}} \quad (2.16)$$

Por último sustituimos la ecuación (2.16) en (2.10):

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{S_a}{S_d}}} \quad (2.17)$$

Elevando al cuadrado ambos términos:

$$T^2 = \frac{4\pi^2 S_d}{S_a} \quad (2.18)$$





Finalmente el desplazamiento espectral será:

$$S_d = S_a \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \quad (2.19)$$

Con la ecuación anterior se transforma el periodo estructural a desplazamiento espectral, con esto se puede crear el espectro de demanda elástica (imagen 2.5).

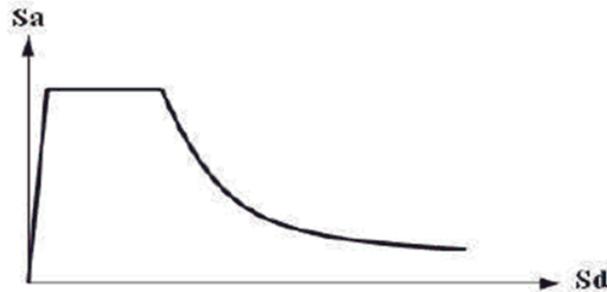


Imagen 2.5. Espectro de demanda elástica (tomada de G. Martínez, 2008).

2.2.1.3.4 Espectro de demanda inelástico.

El espectro de demanda se ha obtenido considerando un cierto porcentaje del amortiguamiento crítico (comúnmente 5%) inherente a la estructura, el cual por simplicidad matemática se considera de tipo viscoso. Adicionalmente al mismo el sistema se verá afectado por otro tipo de amortiguamiento, producido por un complejo fenómeno de fricción y microfisuramiento entre los diferentes elementos que conforman a la estructura, al cual se le conoce como amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento histerético está asociado con la energía de disipación debida a los ciclos de carga y descarga impuestos por el terremoto, de tal forma que el espectro de demanda deberá ser modificado para considerar ambos tipos de amortiguamiento.

Para la obtención de un sistema inelástico de un grado de libertad con una relación carga-deformación bilineal, las coordenadas (S_a , S_d) del espectro elástico de demanda se podrá reducir mediante las siguientes relaciones (Vidic *et al.*, 1994):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.20)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{R}{R_\mu} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.21)$$





donde:

μ , es el factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el de fluencia (Δ_u/Δ_y).

R_μ , es el factor de reducción por resistencia debida a ductilidad, la cual toma en cuenta la energía de disipación histerética.

Existen varias propuestas en la literatura para calcular el factor de reducción por ductilidad R_μ , y todas estas llevan a resultados similares. Para el caso de este estudio utilizaremos la propuesta realizada por el Risk-UE (Milutinovic y Vidic, 2003), el cual sugiere utilizar una representación bilineal de la manera siguiente (Vidic *et al.* 1994).

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (2.22)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c \quad (2.23)$$

Donde T_c representa el periodo característico del movimiento del terreno, definido típicamente como el periodo de transición en donde el segmento de aceleración constante del espectro de respuesta termina (rango de periodo corto), y comienza el rango de velocidad constante.

2.2.1.3.5 Punto de desempeño.

La intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad colocados en un mismo gráfico, proporcionan una pareja de valores aceleración-desplazamiento que representan la demanda sísmica desde el punto de vista estructural. A dicho lugar de intersección se le conoce como punto de desempeño, y representa el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a la que está sometida. Cuando la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro elástico de respuesta se encuentra en el rango de comportamiento lineal (del espectro de capacidad), no será necesario reducir por inelasticidad al espectro de demanda, y el punto encontrado será directamente el punto de desempeño (imagen 2.6).



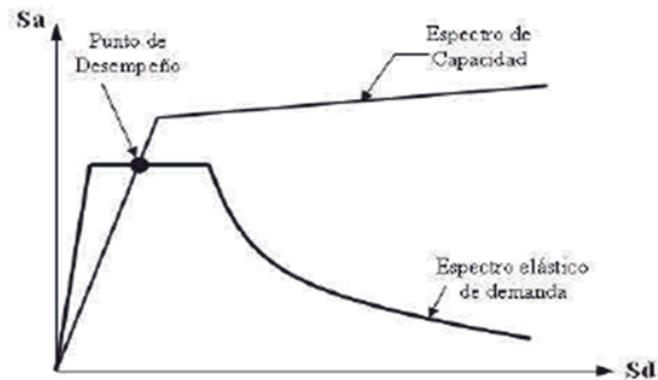


Imagen 2.6. Punto de desempeño (tomada de G. Martínez, 2008).

Si por el contrario este punto de cruce se encuentra en el rango inelástico del espectro de capacidad, se deberá considerar la disipación histerética de energía en el sistema mediante la reducción del espectro elástico de demanda, después de la cual, será correcto obtener el punto de desempeño (imagen 2.7).

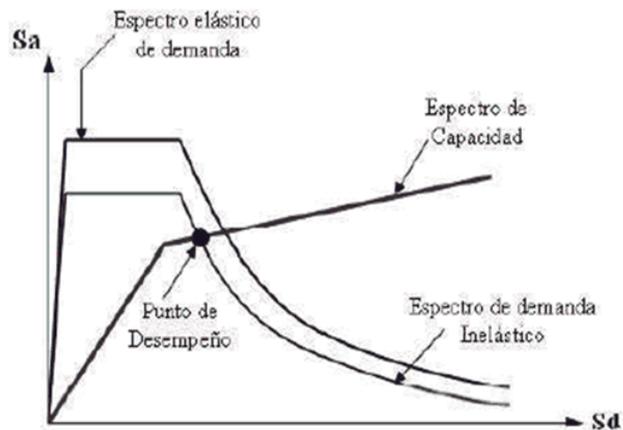


Imagen 2.7. Punto de desempeño en el rango inelástico del espectro de capacidad (tomada de G. Martínez, 2008).

Milutinovic y Trendafiloski (2003), presentan tres procedimientos para la reducción mencionada, los cuales, aunque se fundamentan en los mismos principios matemáticos varían en las hipótesis consideradas para su resolución, y en las técnicas analíticas o gráficas empleadas. En el presente estudio, se utilizará la tercera de las técnicas mencionadas (Fajfar, 2000), conocida como método N2, la cual no requiere de procedimientos iterativos ni gráficos, y puede ser resuelto de forma directa.





En este caso, se parte de una representación bilineal elástica-perfectamente plástica para el espectro de capacidad; y se supone que las aceleraciones espectrales de los puntos de cedencia y último coinciden ($S_{ay} \approx S_{au}$). Supuesto lo anterior, el desplazamiento de respuesta del edificio debido a una demanda sísmica se estima mediante una técnica llamada aproximación de igual desplazamiento, la cual se basa en la hipótesis de que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que el que se hubiera presentado si la estructura se hubiera comportado de forma elástica. El punto de intersección entre la prolongación de la rama elástica de la curva de capacidad bilineal y el espectro elástico de demanda (con un 5% de amortiguamiento crítico), define la aceleración (S_{ae}) y la demanda de desplazamiento correspondiente (S_{de}) al comportamiento elástico del sistema (imagen 2.8). En este punto se cumple que:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{D_y}{A_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{de}}{S_{ae}}} \quad (2.24)$$

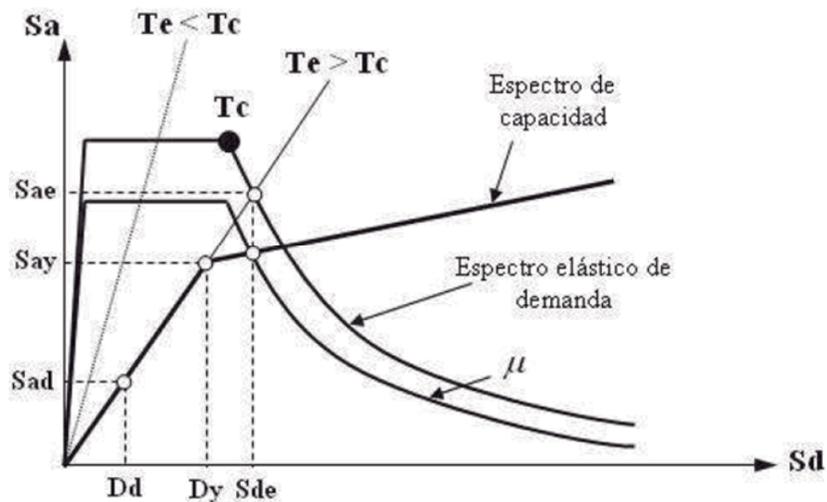


Imagen 2.8. Procedimiento para la obtención del espectro de capacidad (modelo de capacidad elasto-plástico perfecto, tomada de Martínez, 2008).

La relación entre las aceleraciones correspondientes a los sistemas elásticos e inelásticos representa el factor de resistencia debida a ductilidad, es decir:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T_e)}{S_{ay}} \quad (2.25)$$





Con base a la “aproximación de igual desplazamiento” la demanda de desplazamiento elástico (S_d) es igual a la demanda de desplazamiento elástico (S_{de}), es decir:

$$S_d = S_{de} = \mu S_{ay} = \mu D_y \quad (2.26)$$

Para los rangos espectrales de aceleración constante ($T_e < T_c$) y de velocidad constante ($T_e \geq T_c$), las demandas de ductilidad μ_p son:

$$\mu_p = \begin{cases} (R_\mu) \frac{T_c}{T_e} + 1 & \text{si } T_e < T_c \\ \frac{S_d}{D_y} = \frac{S_{ae}(T_e)}{S_{ay}} = R_\mu & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (2.26)$$

Las coordenadas del punto de desempeño se calculan de la siguiente manera:

$$S_{dP} = D_{y\mu} = \frac{S_{de}}{R_\mu} \mu_p \quad (2.27)$$

$$S_{aP} = S_{ay}$$

2.2.2 Evaluación de la demanda sísmica.

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de cualquier estructura, es necesario determinar la acción o demanda sísmica que se considera actuará sobre la estructura. En nuestro país por muchos años se ha utilizado, la demanda sísmica a través de un espectro de pseudo-aceleraciones, creado primordialmente con respecto a la zona sísmica donde se encuentre la estructura a estudiar, estos espectros no son muy adecuados para estructuras de fábrica antigua, por considerar factores de sobrerresistencia, aunque más recientemente se comienzan a utilizar espectros transparentes calculados mediante técnicas de peligrosidad sísmica del sitio y teniendo en cuenta suelo firme o roca, que resultan ser más adecuados, aunque no del todo confiables. La mejor alternativa que se tiene para determinar la demanda sísmica con la que se evaluara un edificio histórico, es creando la acción sísmica que se espera se presentará, mediante algún método de peligrosidad sísmica y para la sismicidad registrada en la región. Recordando que la peligrosidad sísmica queda definida como la probabilidad de que se alcance o exceda un cierto valor, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamientos espectrales máximos del





terreno, en un determinado lapso de tiempo (periodo de retorno, Cornell, 1968), existen dos enfoques para la determinación de la peligrosidad sísmica; uno determinista, que se basa en que la sismicidad histórica de la región es suficiente para la determinación del peligro sísmico; el segundo enfoque es el probabilista, el cual se basa en la sismicidad y sismotectónica de la zona, para calcular una amenaza sísmica asociada a una cierta probabilidad de ocurrencia (Cornell, 1968).

En la actualidad la peligrosidad sísmica puede ser calculada contemplando los diferentes tipos de terreno, debido a que el suelo puede producir amplificaciones de consideración, como en el caso de la ciudad de México, por solo dar un ejemplo. Es por esto que los efectos de sitio han tomado un papel fundamental, en la adecuada evaluación de la peligrosidad sísmica del lugar en específico de su uso. En nuestro caso se debe de estudiar la peligrosidad sísmica del lugar preciso donde se encuentra el Colegio de San Nicolás, debido a que cada estructura histórica tiene características tanto de suelo como mecánicas y dinámicas propias, y es de interés hacer estudios particulares para cada estructura antigua.

2.2.2.1 Métodos deterministas para la evaluación de la peligrosidad sísmica.

Existen dos tipos de metodología determinista para evaluar la peligrosidad sísmica de un sitio, el primero se conoce como Método determinista zonificado y consiste en dividir la región en estudio mediante zonas conocidas como fuentes sísmicas, dentro de las cuales se puede considerar que la sismicidad es uniforme. En este caso, se asume que la probabilidad de ocurrencia de un terremoto es la misma dentro de una cierta fuente sísmica, lo cual permite que el máximo sismo histórico ocurrido dentro de dicha región, se pueda mover dentro de la misma hasta adoptar el punto más cercano al sitio en estudio, para de esta forma evaluar su efecto sobre el mismo utilizando las relaciones de atenuación apropiadas.

Con lo anterior, es fácil ahora inferir que el segundo método determinista para la evaluación de la peligrosidad sísmica se conoce como Método no zonificado, y en este caso la región en estudio no se subdivide en fuentes sísmicas, lo cual indica que toda la zona tendrá la misma sismicidad. En este caso, los efectos causados por terremotos ocurridos dentro del área de influencia son evaluados utilizando relaciones de atenuación adecuadas para el lugar. El aspecto relevante de este método es que no considera la posibilidad de que se originen terremotos en sitios donde no se han producido con anterioridad.

Como se mencionó en los incisos anteriores, los estudios deterministas de peligrosidad sísmica implican la utilización de leyes o relaciones de atenuación apropiadas para el lugar, las cuales deberán ser compatibles con la historia de aceleraciones experimentadas en el sitio.





2.2.2.2 Relaciones de atenuación.

Las relaciones de atenuación no son más que expresiones que nos permiten relacionar la magnitud y la distancia epicentral, con la aceleración o intensidad máxima del terreno. Dentro de la ingeniería sísmica se suele manejar de manera más general la aceleración máxima del suelo, ya que es el parámetro que se obtiene con mayor frecuencia en las estaciones acelerométricas para estimar la intensidad del movimiento en un sitio.

Los parámetros más relevantes dentro de una ley de atenuación son entonces la magnitud y la distancia al foco. Con respecto a la magnitud algunos autores prefieren utilizar la magnitud de momento (M_w), basándose en que el momento sísmico define de mejor manera las características de la fuente, sin embargo algunos otros investigadores prefieren emplear la magnitud de ondas superficiales (M_s).

Campbell (1981), propone el siguiente modelo para estimar el movimiento del sitio:

$$Y = a_1 + f_1(M) + f_2(R) + f_3(M, R) + f_4(P_i) + E \quad (2.28)$$

donde:

Y, Parámetro del movimiento por determinar.

a_1 , Constante que toma en cuenta la escala.

$f_1(M)$, Función de la variable M (magnitud del temblor).

$f_2(R)$, Función de la variable independiente R (distancia de la fuente al sitio).

$f_3(M, R)$, Función conjunta de M y R.

$f_4(P_i)$, Función que representa la posible fuente, lugar y efectos en las construcciones.

E, Error debido a la incertidumbre asociada al fenómeno.

A la variable Y se le suele asignar una distribución lognormal, por lo que la expresión anterior se suele escribir de la siguiente forma:

$$\ln Y = \ln a_1 + \ln f_1(M) + \ln f_2(R) + \ln f_3(M, R) + \ln f_4(P_i) + \ln E \quad (2.29)$$

Por lo regular las relaciones de atenuación tienen la forma general anterior. Ambraseys et al. (1996) propone la siguiente estructura para la ley de atenuación:





$$\log(a) = C_1 + C_2M + C_4\log(r) + C_A S_A + C_S S_S + \sigma P \tag{2.30}$$

donde:

a, Aceleración horizontal.

r, Distancia corregida a la fuente para h0 constante.

$$r = \sqrt{a^2 + h0^2}$$

Sa , Ss, parámetros de suelo para el sitio .

σ, Desviación estándar de Log(a).

P = 0, Para valores medios.

P = 1, Valor del 84 percentil.

C1, C2, C4, CA, CS,σ, h0 parámetros tabulados que dependen del período.

Tipo de suelo	Sa	Ss
Roca	0	0
Rígido	1	0
Blando	0	1

Tabla 2.3. Parámetros del suelo para el sitio.

2.2.2.3 Métodos probabilistas para la evaluación de la peligrosidad sísmica.

La mayor parte de los problemas de ingeniería suelen tratar medidas cuantitativas. De lo anterior, se desprende la posibilidad de poder manipular un gran número de situaciones en forma determinista, lo cual sólo es posible si se conoce con aceptable precisión el comportamiento de las diferentes variables asociadas al fenómeno.

En el caso de los sismos, las incertidumbres ligadas principalmente con la ocurrencia de los mismos son enormes, ya que la información recopilada a la fecha es prácticamente nula debido a que el desarrollo de aparatos que registran los temblores es relativamente reciente, comparativamente con los tiempos de actividad sísmica ocurrida durante eras geológicas pasadas.

Por lo anteriormente mencionado, se puede concluir que el enfoque determinista para estimar el peligro sísmico de un sitio no es el más adecuado, originando por consecuencia





la necesidad de tratarlo en forma probabilista. Es imperativo entonces definir variables numéricas cuyo valor específico no puede predecirse con certeza antes de la ocurrencia del experimento o evento, a estas variables se les conoce como variables aleatorias.

El comportamiento de una variable aleatoria se define mediante su ley de probabilidades. En la mayoría de los estudios de peligro sísmico las variables involucradas son de tipo continuo, y se representan mediante funciones de densidad de probabilidades, las cuales, no son más que funciones que nos describen el comportamiento de una variable aleatoria.

Las bases actuales para la evaluación probabilista del peligro sísmico las estableció Cornell (1968), y se basan en el hecho de tomar en cuenta los movimientos del terreno a partir del intervalo completo de magnitudes, que pueden ocurrir en una fuente sísmica o falla y afectar a la zona en estudio.

Las etapas básicas para la obtención probabilista del peligro sísmico son las siguientes (Cornell, 1968):

2.2.2.4 Definición de las fuentes sísmicas.

En la construcción de un modelo apropiado para evaluar el peligro sísmico de un sitio, es necesario establecer las fuentes potenciales generadoras de terremotos, incluyendo la delimitación espacial, sus dimensiones y orientación en profundidad. La fuente puede estar representada por superficies, líneas o puntos dependiendo de la naturaleza de la sismicidad.

Dichas fuentes se delimitarán a partir del estudio de la distribución espacial de la sismicidad y de las características geológicas y geofísicas del sitio.

2.2.2.5 Sismicidad de las fuentes.

Cada fuente deberá ser representada por medio de un modelo sísmico que describa la ocurrencia temporal de terremotos en la zona, a estos modelos se les conoce como procesos de ocurrencia.

Dicho proceso dependerá del mecanismo sismogénico en la zona por estudiar, que bien puede estar caracterizado por procesos de subducción, sismicidad intermedia de tipo tensional o normal, o bien por terremotos asociados a fallas locales. Dependiendo del mecanismo generador del evento, se propondrá el proceso de ocurrencia más adecuado.

Para sismos de subducción, se ha encontrado que el proceso del temblor característico (Singh y Ordaz, 1994) (llamado así porque curiosamente los terremotos parecen preferir ciertas magnitudes), utiliza un proceso de renovación en el cual el tiempo entre eventos





tiene una distribución lognormal. Lo anterior se basa en las investigaciones realizadas por Jara y Rosenblueth (1988), los cuales proponen que la mejor de entre un grupo de distribuciones intuitivamente atractivas y físicamente posibles, es aquella que minimiza la pérdida económica esperada como resultado de posibles errores en la elección. Estos autores aplicaron este método formal de toma de decisión al problema de elegir la distribución de probabilidades más conveniente para describir la ocurrencia de grandes temblores mexicanos de subducción, y concluyeron que bajo circunstancias muy generales, la distribución lognormal es la mejor elección para modelar la incertidumbre de la ocurrencia de temblores de subducción. La densidad de probabilidades del tiempo entre eventos es para este caso la siguiente:

$$p(t) = \frac{1}{K\sqrt{2\pi t}\sigma_{\ln t}} \int_{t_0}^{\infty} \exp\left[\frac{-1}{2\sigma_{\ln t}^2} \ln^2(t/m_t)\right] dt, \quad \text{si } t > t_0$$

$$p(t) = 0, \quad \text{si } t < t_0$$

donde:

$$K = \frac{1}{\sqrt{2\pi t}\sigma_{\ln t}} \int_{t_0}^{\infty} \exp\left[\frac{-1}{2\sigma_{\ln t}^2} \ln^2(t/m_t)\right] dt$$

To, Tiempo que ha transcurrido desde la última ocurrencia de un gran temblor en la zona.

Del estudio realizado por Jara y Rosenblueth (1988) se concluyen también que si se desea que los parámetros de la distribución sean deterministas, los que mejor se ajustan son:

$\sigma_{\ln} = 0.39 t$ (desviación típica del logaritmo del tiempo).

$m_t \text{ años} = 40.6$ (mediana del logaritmo del tiempo).

Otro método es el de Poisson (estacionaria). En este proceso los tiempos entre eventos se encuentran distribuidos exponencialmente, y puede demostrarse que su distribución no se altera al aumentar el tiempo transcurrido sin temblar. A esta propiedad se le suele conocer como “falta de memoria”. El proceso anterior se supone como poissoniano,





debido a que no existen zonas de falla bien determinadas, ni datos que sugieran historias de recurrencia en ciertas zonas, esto ocurre en la península ibérica y partes de Europa.

En dicho proceso, la función de densidad de probabilidades del tiempo entre eventos con magnitud mayor o igual a M , es exponencial y está dado por:

$$P_T[t|\lambda(M)] = \lambda(M)\exp(-\lambda(M)t) \quad (2.33)$$

donde:

t , Tiempo entre eventos con magnitud mayor que M .

$\lambda(M)$, Tasa de excedencia de la magnitud M , definida como el valor esperado del número de temblores con magnitud mayor o igual a M , por unidad de tiempo.

De la expresión anterior puede deducirse que el tiempo esperado entre eventos con magnitud M o mayor vale $1/\lambda(M)$: su período de recurrencia.

Con lo anterior, si se conoce la tasa de excedencia de la magnitud $\lambda(M)$, la distribución de los tiempos entre eventos estará completamente determinada. $\lambda(M)$ es una función que decrece con la magnitud. Cornell y Vanmarcke (1969), le asignaron la siguiente forma funcional:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \quad (2.34)$$

donde:

λ_0, β y M_u : Parámetros desconocidos de sismicidad en la fuente M_0 : Magnitud umbral
Graficando la ecuación anterior en papel semilogaritmico, se aprecia que para magnitudes pequeñas es una recta con pendiente igual a $-\beta$, lo cual se ajusta con el modelo de sismicidad mundial propuesto por Gutenberg y Richter (1954). Si M aumenta en dicha curva, ésta se vuelve cóncava hacia abajo, y el valor de $\lambda(M)$ será cero para $M > M_u$, con lo cual, se concluye que M_u es la magnitud máxima que puede generarse en la fuente sísmica correspondiente.

Para poder estimar los parámetros de sismicidad de la fuente, es necesario recurrir a los catálogos existentes de temblores en la zona y a información de regiones tectónicamente similares, para calcularlos bien sea por mínimos cuadrados, por el Teorema de máxima verosimilitud (Weichert, 1980) o mediante un método basado en el Teorema de Bayes (Rosenblueth y Ordaz, 1986).





2.2.2.6 Leyes de atenuación para las fuentes sísmicas.

Al igual que en el método determinista, en el probabilista será necesario definir una o varias relaciones o leyes de atenuación para cada una de las fuentes sísmicas, con el fin de contar con la variación de la intensidad en función de la magnitud y la distancia epicentral como parámetro necesario en cada zona.

2.2.2.7 Probabilidades de excedencia de aceleraciones.

La probabilidad de excedencia de aceleración en un sitio, depende fundamentalmente del tipo de proceso de ocurrencia (bien sea este de Poisson o del temblor característico), de las magnitudes asociadas a cada fuente sísmica y de la manera en que las ondas viajan a través de la cortanteza terrestre (atenuación). Las tasas de excedencia son, entonces, gráficas que proporcionan la probabilidad de que cierta intensidad sea excedida como función del tiempo.

El peligro sísmico de un sitio se puede calcular mediante la siguiente expresión general:

$$P(Sa > a^*) \cong \int_a \int_m \int_r \int_t P_{Sa|M,R_0}(a^*) P_M(M) P_R(R_0) P_T(t) da dm dr dt \quad (2.35)$$

donde:

$P_{Sa|M,R_0}(a^*)$, Función de densidad de probabilidad de la aceleración.

$P_M(M)$, Función de densidad de probabilidad de la magnitud.

$P_R(R_0)$, Función de densidad de probabilidad para la distancia epicentral dada la magnitud del evento.

$f_T(t)$, Función de densidad de probabilidad del tiempo.

La probabilidad total anual de exceder cierta intensidad de aceleración del terreno a^* , será como lo indica la expresión 2.35, la suma o integral de todas las probabilidades de todos los posibles temblores que pudieran afectar al sitio.

Las funciones de densidad de probabilidades, como se mencionó anteriormente, dependerán entonces del proceso que se esté manejando para cada caso particular.





5.3 FRAGILIDAD SÍSMICA.

A grandes rasgos es común representar las probabilidades de daño para un edificio es a través de curvas de fragilidad, estas se pueden calcular de diversas formas que varían esencialmente en los estados de daño elegidos. Las curvas de fragilidad expresan la probabilidad de que el nivel de daño esperado en la estructura sea igual o exceda un cierto grado de daño preestablecido en función de la intensidad sísmica (ecuación 2.36)

$$F_{D_k, T(i)} = P[GD \geq D_k | i] \quad (2.36)$$

Donde T indica la tipología estructural considerada, D_k es el grado de daño de la curva de fragilidad correspondiente e i es la intensidad sísmica.

Dicha probabilidad se obtiene mediante la ecuación 5.37 (FEMA99), (RISK-UE):

$$P[ds|Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{Sd}{Sd, ds} \right) \right] \quad (2.37)$$

Donde S_d representa el desplazamiento espectral; \bar{S}_d, ds son el valor medio de desplazamiento espectral para el cual la estructura alcanza un cierto umbral del estado de daño, ds; β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral asociado al estado de daño, ds; y Φ corresponde a la función de distribución acumulativa normal estándar.

En la ecuación 2.38 se define la función de densidad de probabilidad correspondiente para las curvas de fragilidad.

$$F_{T, Gdi}(Sd) = \frac{1}{\beta Sd \sqrt{2\pi}} e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta} \ln \frac{Sd}{Sd} \right)^2 \right]} \quad (2.38)$$

La curva de fragilidad, es decir, la probabilidad de que un edificio iguale o exceda el estado de daño considerado, viene dada por la integral entre 0 y S_d de la función de densidad de probabilidad dada finalmente en la ecuación 2.39.

$$P(Sd) = P_{T, Gdi}[GD \geq Gdi | Sd] = \int_0^{Sd} F_{T, Gdi}(Sd) d(Sd) \quad (2.39)$$





2.4 ESTUDIOS Y METODOLOGÍAS ACTUALES PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICIOS HISTÓRICOS.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica es una herramienta importante con la que se cuenta actualmente, para determinar la susceptibilidad intrínseca que guardan las estructuras a ser dañadas por un evento sísmico futuro o pasado, esto para el estudio de estructuras modernas e históricas. Recientemente, los investigadores han enfocado esfuerzos en mejorar las técnicas actuales y en crear nuevas metodologías, para la determinación de la vulnerabilidad sísmica.

2.4.1 Método basado en pruebas de mesa vibradora.

Un método experimental que estima las curvas de capacidad basado en la prueba de mesa vibradora para modelos a escala de edificios reales, fue creado por Mendes, Loureço y Campos-Costa (2010), y consiste en evaluar la vulnerabilidad sísmica a través de la identificación de las propiedades dinámicas de la maqueta, a lo largo de una serie de pruebas sísmicas con un incremento en la excitación de entrada (Degée *et al.* 2000, Bairao y Falcao 2009, Candeias 2009). El procedimiento implica ciclos de prueba *pseudo-dinámicos* o de *sacudidas de mesa*, para inducir el sismo de entrada y pruebas de caracterización para identificar las propiedades dinámicas.

Los autores basaron su estudio en la prueba de *sacudida de mesa*, que consiste en imponer acelerogramas artificiales que sean compatibles con un escenario de peligro sísmico o fuertes sismos reales. Para este tipo de pruebas, es posible el estudio del desempeño sísmico de estructuras a escala real o reducida, imponiendo una serie de sismos en el nivel base de la estructura en una o tres direcciones, dependiendo de sus características. Debido al costo involucrado se utiliza una sola maqueta, la cual no tiene las mismas condiciones iniciales después de la aplicación de la carga sísmica de entrada (con excepción de la primera), ya que la maqueta va acumulando daños, el cual se observa que en una prueba nominal i no solo es causado por la acción sísmica aplicada en dicho ensayo, sino que también debido a los daños inducidos por excitaciones sísmicas de pruebas pasadas. De tal manera que, el indicador de daño de la prueba i debe ser asociado a la energía/intensidad acumuladas, que es un parámetro de la acción sísmica obtenida a través de la integración de la serie de aceleraciones utilizadas. La caracterización de la serie de entrada se hace mediante los valores pico que pueden ser ajustados tomándolos en cuenta dentro de una prueba de planeación. La ecuación 2.40 presenta una propuesta para el cálculo de un PGA equivalente (PGAeq), mediante el uso del concepto de energía.





$$PGA_{eqi} = \sqrt{\frac{E_{aci}}{E_{noi}}} PGA_{noi} \quad (2.40)$$

donde:

E_{ac} , es la energía acumulada hasta la prueba actual i.

E_{noi} , es la energía nominal en el ensayo i.

PGA_{noi} , es el pico de aceleración del suelo en el ensayo i.

Las propiedades dinámicas de la estructura se pueden determinar mediante pruebas de vibración ambiental o vibración forzada (Kramer *et al.* 1999, Mendes *et al.* 2010). En la prueba de la sacudida de mesa, usualmente, la evolución de las propiedades dinámicas de la maqueta, están basadas en funciones de transferencia experimental (por ejemplo la Función de Respuesta Frecuencias, FRM), evaluados en los ensayos de caracterización llevada a cabo antes de la primera prueba sísmica y después de cada una de estas (imagen 2.9, Coelho *et al.* 2000).

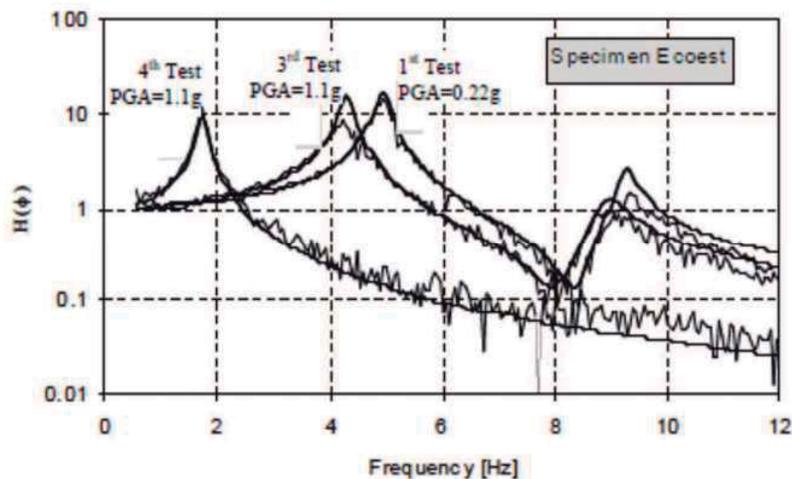


Imagen 2.9. Funciones de transferencia analíticas y experimentales para pruebas con incremento en la señal de entrada (Coelho *et al.* 2000).

La reducción de la frecuencia natural está relacionada con la variación de la rigidez y consecuentemente, con la evolución del daño. La ecuación 2.41 presenta un indicador de daño simplificado $d_{k,i}$ basado en la variación de la frecuencia natural $f_{k,i}$ ($f_{k,0}$ es la frecuencia natural de la forma modal k antes de la aplicación de la primera carga sísmica). Este indicador de daño asume que la masa global del modo k no cambia





significativamente en los diferentes ensayos y presenta diferentes valores para cada forma modal. Es señalado que los resultados de las pruebas sísmicas (desplazamiento máximo, distorsión angular y patrones de fisuración) pueden ser usados para definir indicadores de daño.

En este procedimiento las curvas de vulnerabilidad experimental del modelo a escala o maqueta, son calculados relacionando los parámetros de excitación sísmica (energía/intensidad acumulada y PGAEq) y el indicador de daño d , de la siguiente forma.

$$d_{k,i} = 1 - \left(\frac{f_{k,i}}{f_{k,0}} \right)^2 \quad (2.41)$$

De esta manera es como los autores aplicaron este método en una tipología de edificios portugueses llamada “gaioleiros”, obteniendo sus curvas de capacidad (imagen 2.10). Así es como proponen una forma experimental de cómo obtener curvas de capacidad de modelos de edificios reales o a escala, sin importar que sean de fábrica antigua o construcciones modernas.

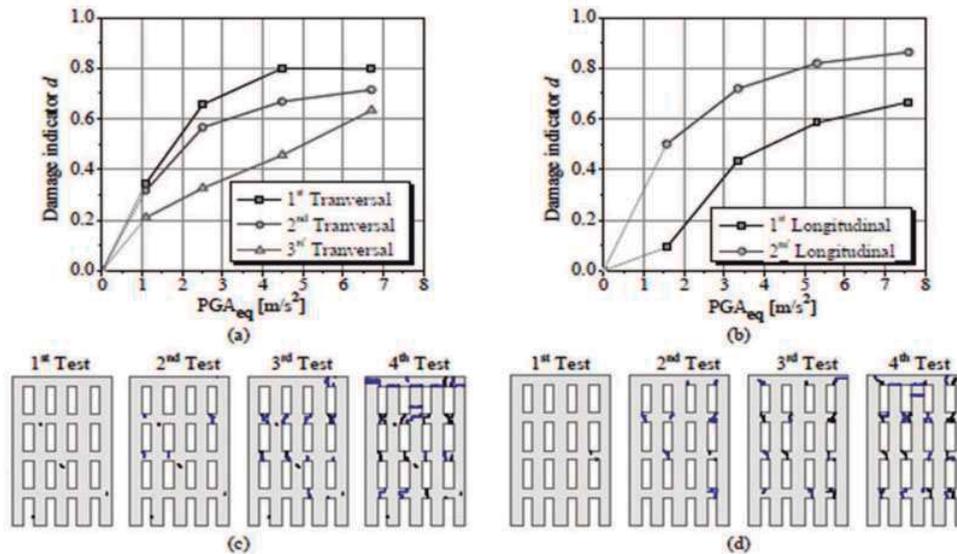


Imagen 2.10. Curvas de vulnerabilidad, a) dirección transversal, b) dirección longitudinal, c) patrones de agrietamiento en dirección norte y d) agrietamiento fachada sur. (Mendes, Lourenzo y Campos-Costa, 2010).





2.4.2 Método del marco equivalente modificado.

El método del marco equivalente modificado utiliza una combinación de dos métodos muy conocidos, el de los Elementos Finitos (MEF) y el del Marco Equivalente (MME, Giordano *et. al.* 2002, Kappos *et. al.* 2002). El primer método (MEF) se utiliza para la generación del modelo de algún macroelemento, mientras que el segundo (MME), se utiliza para modelar nodos no-lineales donde se cree que existirán articulaciones plásticas entre diferentes macroelementos y dispuestos para un análisis de empuje incremental (*push-over*). Las directrices del FEMA 306 y 376 se han combinado y modificado para ser capaz de simular todos los modos de daño comunes de un macroelemento en específico y sus nodos, para usarlos en algún procedimiento de análisis.

Los autores aplicaron su método a un modelo de una estructura de mampostería de dos niveles y en la que muestran un patrón de ubicación de los nodos (articulaciones) entre cada macroelemento (imagen 2.11, Alemi, Homami, Golabchi y Akbarian, 2010). Este tipo de estructuras están distribuidas a lo largo de todo Irán. El comportamiento no-lineal de cada articulación depende de su localización, y quedan en el dominio de los esfuerzos normales o cortantes. Para cada articulación, la capacidad de todos los posibles modos de daño serán comparados y se utilizara más crítico para el modelo.

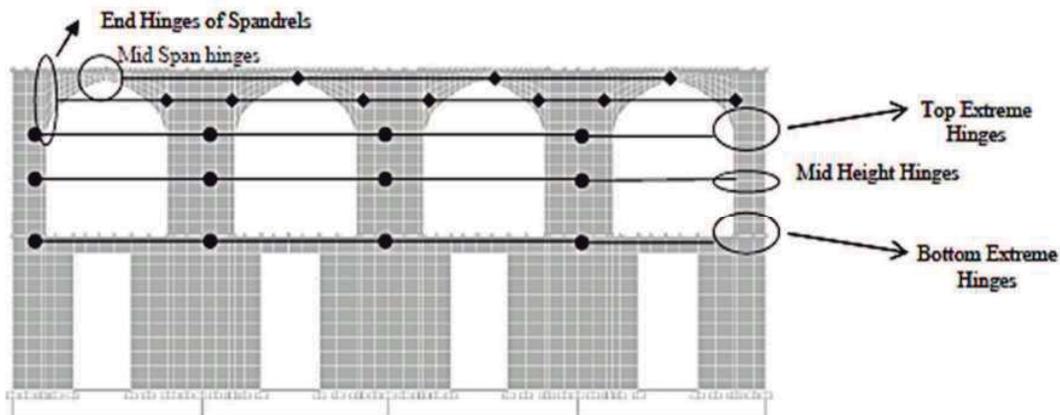


Imagen 2.11. Modelo típico de una estructura iraní y la localización de las articulaciones en cada nivel (Alemi, Homami, Golabchi y Akbarian, 2010).

De acuerdo con las directrices del FEMA 306 (año 1998) y FEMA 376 (año 2000), la posibilidad de ocurrencia de fisuras debido al deslizamiento de una cama de nodos, los modos de oscilación y aplastamiento son más probables a media altura de las columnas, el deslizamiento de los nodos y los modos de tensión diagonal son probables.





La relación que se utilizará en el modelado no-lineal de los nodos de las columnas, lo describen como:

$$V_{bjs1} = 0.375V_{te}A + 0.5P_{CE} \quad y \quad V_{bjs2} = 0.5P_{CE} \quad (2.42)$$

$$V_r = 0.9 \alpha P_{CE}(L/H_{eff}) \quad (2.43)$$

$$V_{tc} = \alpha P_L(L/H_{eff})(1 - fa/0.7f'm) \quad cuando \quad L/H_{eff} \geq 0.67 \quad (2.44)$$

$$V_{tc} = f'_{dt}A(L/H_{eff})\sqrt{1 + fa/f'dt} \quad cuando \quad 0.67 \leq L/H_{eff} \leq 0.67 \quad (2.45)$$

donde:

V_{bjs1} , capacidad de deslizamiento de la cama de nodos en relación con la adherencia del mortero.

V_{bjs2} , capacidad de deslizamiento de la cama de nodos sin tomar en cuenta la adherencia.

V_r , capacidad de balanceo.

V_{dt} , capacidad a tensión diagonal.

V_{tc} , capacidad al aplastamiento.

V_{te} , esfuerzo cortante del mortero.

A , sección transversal del elemento (en este caso es una columna).

P , cargas existentes dentro del elemento ($P = P_{Dead} + P_{Live}$).

P_{CE} , carga vertical esperada ($P_{CE} = 1.1P$).

P_L , carga vertical ($P_L = 0.9P$).

α , coeficiente constante el cual es 0.5 para columnas en cantiliver y 1 para columnas empotradas.

L , altura del elemento (columna).

H_{eff} , altura eficiente del elemento (columna).

f'_{dt} , esfuerzo de tensión diagonal del mortero (para pruebas *in-situ* se utiliza la fórmula 2.46).

$$f'_{dt} = v_m = 0.375v_{te} + 0.5 \frac{P_{CE}}{A} \quad (2.46)$$





f_a , carga normal existente en el elemento (tomada de pruebas de gato plano, por ejemplo).

f'_m , esfuerzo de compresión de la mampostería.

f'_{me} , esfuerzo de compresión eficiente.

De acuerdo a las formulas anteriores, tres tipos de capacidades en las articulaciones son comparadas en los extremos de cada columna, y la mínima de ellas (V_{bjs}, V_r, V_{bjs}) se asigna a la articulación. De igual manera para cada articulación en la mitad del claro de cada columna (V_{dt}, V_{tc}).

De manera similar, para los dos extremos de las juntas, un nodo trabaja a flexión y en el centro de las juntas dos nodos trabajan a cortante, lo cual se describe de la manera siguiente:

$$M_r = \left(0.375V_{te} + 0.25 \frac{P_{CE}}{A_n} \right) \frac{b_w b_l d_{sp}^2}{2 \cdot 6 b_h} \quad (2.47)$$

$$V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L_{sp}}{d_{sp}} \right) = 0.375V_{te} A_n \left(\frac{L_{sp}}{d_{sp}} \right) \quad \text{cuando} \quad 0.67 \leq \frac{L_{sp}}{d_{sp}} \leq 1 \quad (2.48)$$

donde:

M_r , balanceo en los dos extremos de la viga.

b_w , ancho de la mampostería.

b_l , longitud de la mampostería.

b_h , espesor de la mampostería más la capa de mortero.

d_{sp} , profundidad de la junta tomada en consideración (extremo u medio del claro).

L_{sp} , longitud del claro.

A_n , sección transversal de la junta en el lugar en cuestión (extremo y medio del claro).

La curva del comportamiento no-lineal de los nodos frágiles y dúctiles se muestra en la imagen 2.12. Para tener un mayor margen de seguridad es conveniente pasar por alto la rama DE de la curva de la imagen 2.12, a).



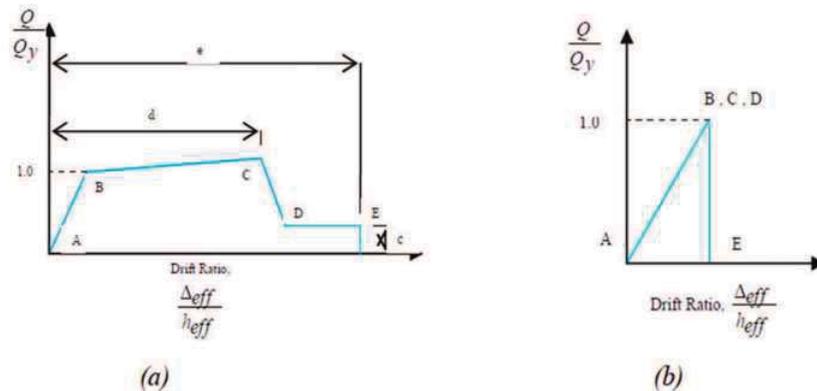


Imagen 2.12. Modelo típico de una estructura iraní y la localización de las articulaciones en cada nivel (Alemi, Homami, Golabchi y Akbarian, 2010).

El método del marco equivalente modificado es una manera fácil y rápida de obtener la capacidad de un sistema estructural, el cual se basa en metodologías bien establecidas y que han demostrado su eficiencia para edificios actuales.

2.4.3 Evaluación de la capacidad sísmica de edificios de mampostería antigua, con la ayuda del Método de los Elementos Rígidos.

Una de las metodologías más utilizadas para la evaluación de la vulnerabilidad de una estructura, es mediante la obtención de puntos de desempeño de un edificio con la ayuda del método del espectro de capacidad. Un estudio reciente que utiliza esta metodología es el trabajo realizado a torres de campanario de iglesias coloniales en México (Peña y Meza, 2010), para esta investigación se tomaron en cuenta dos tipologías de iglesias del sur-oeste de México. La primera tipología corresponde al estado de Oaxaca, una zona altamente sísmica, debido a que se encuentra cerca de la zona de subducción. La segunda tipología corresponde a las iglesias construidas en el estado de Puebla, localizada aproximadamente a 250 km de la zona de subducción, pero que aun así sufre de sismos frecuentes. De los resultados obtenidos emerge que las torres de las iglesias de Oaxaca tienden a presentar un comportamiento en conjunto con la fachada, soportando grandes aceleraciones con daños moderados. Mientras que las torres de las iglesias de Puebla generalmente tienen un comportamiento aislado de la fachada. Esto se debe a que el cuerpo de la torre se separa de la fachada o los campanarios presentan de un comportamiento tipo apéndice.

De los daños presentados, durante los sismos de junio y septiembre de 1999 en las iglesias coloniales en México, se observa que las torres y el campanario son elementos que presentan más daño, después de las bóvedas. En general, los campanarios sobresalen





de las fachadas y al ser elementos muy esbeltos y flexibles presentan vibraciones muy elevadas. Las grietas se presentan principalmente en los pilares y arcos del campanario (imagen 2.13). También se llegan a producir torsiones que dislocan estos elementos. La flexión generada por la aceleración lateral de las torres produce agrietamiento horizontal en las partes bajas de los pilares del campanario. Otro daño típico es el agrietamiento del basamento de la torre que está integrado a la fachada; el cual se debe al efecto de las fuerzas cortantes. En ocasiones, el agrietamiento diagonal se presenta en la parte central de la fachada, cuya resistencia es menor debido a las aberturas de la puerta de acceso, ventanas y nichos.

De un análisis estadístico de los daños en las torres de campanarios debidos a los sismos de 1999, se obtuvo que de 172 iglesias registradas, 152 (89%) presentaron daños en las torres (basamento, campanario y cupulín). De este total, el 88% presentó daños en el campanario y en el basamento, mientras que sólo el 10% presentó daño en el cupulín.

Así mismo, el 70% de las torres dañadas presentaban agrietamiento vertical en el basamento, 26% agrietamiento horizontal debido a flexión y 36% agrietamiento diagonal debido a fuerzas cortantes. Cabe hacer la aclaración de que la suma de los porcentajes da más del 100%, porque algunas torres presentaban daños combinados. Por otro lado, del total de torres que presentaban agrietamiento vertical, el 76% de ellas lo presentó en el cuerpo de la torre, mientras que el 37% lo presentó en la unión fachada – torre.





Imagen 2.13. Agrietamiento típico observado en las iglesias de Oaxaca (izquierda) y Puebla (derecha, Peña y Meza, 2010).

De estos números se infiere que tanto el basamento de las torres como el campanario son elementos vulnerables de las fachadas ante movimientos sísmicos. Sin embargo, a pesar de esta evidencia, las torres adosadas a las fachadas han sido poco estudiadas.

En este trabajo se presenta un estudio preliminar para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres de campanario de iglesias construidas durante la época colonial en México. Para este estudio se toman en cuenta dos tipologías de iglesias típicas del sur - oeste de México. La primera tipología corresponde al estado de Oaxaca, una zona altamente sísmica, debido a que se encuentra cerca de la zona de subducción. La segunda tipología corresponde a las iglesias construidas en el estado de Puebla, localizada aproximadamente a 250 km de la zona de subducción, pero que aun así sufre de sismos frecuentes.

Comienza este estudio con la descripción de las iglesias en estudio y la regionalización sísmica de nuestro país, con la finalidad de comparar los tipos de escenarios en los que se encuentran los modelos a analizar.

Las iglesias que fueron construidas en México durante la época de la colonia, entre los siglos XVI y XVIII, varían en tamaño y en estilo arquitectónico, pero en general siguen una





cierta tipología básica. Un factor importante que influyó la forma arquitectónica fue la experiencia de los antiguos constructores ante la actividad sísmica del país.

En cuanto a actividad sísmica, México se puede dividir en cuatro grandes zonas: A, B, C y D (imagen 2.14). Estas zonas están delimitadas con base en la frecuencia de ocurrencia de los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo esperada en un intervalo de un siglo. La zona A es una zona donde no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones sísmicas del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad; es por esto que en esta zona no se tienen registros de sismos. La zona D identifica los lugares cuya ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad, es aquí donde se han registrado los grandes sismos históricos. Las regiones B y C son zonas intermedias donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por aceleraciones que no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad. Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, pueden esperarse aceleraciones altas debido a las condiciones del subsuelo del valle de México.



Imagen 2.14. Zonificación sísmica para la república mexicana (manual CFE).

En general, en la costa del Pacífico, y más específicamente en el estado de Oaxaca, fue donde la destrucción recurrente de las primeras construcciones produjo una evolución hacia edificaciones de poca altura, con grandes contrafuertes y poca ornamentación exterior. Mientras que en otras regiones donde la actividad sísmica es menor, favoreció la construcción de edificaciones más altas y esbeltas.





Considerando lo anterior, dos iglesias típicas del sur - oeste de México fueron escogidas para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de las torres de campanario. La primera tipología corresponde al estado de Oaxaca, una zona altamente sísmica, debido a que se encuentra cerca de la zona de subducción (cuya regionalización corresponde a las zonas C y D). La segunda tipología corresponde a las iglesias construidas en el estado de Puebla, localizada aproximadamente a 250 km de la zona de subducción, pero que aun así sufre de sismos frecuentes (ubicado en la zona B).

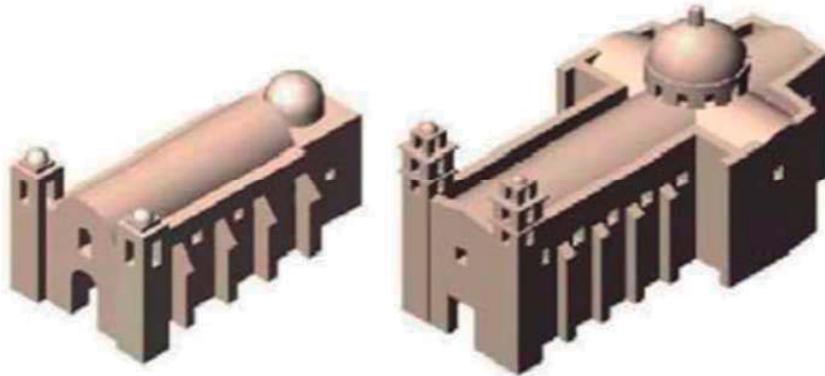


Imagen 2.15. Iglesias típicas coloniales del sur-oeste de México; Estado de Oaxaca (izquierda), Estado de Puebla (derecha, Peña y Meza, 2010).

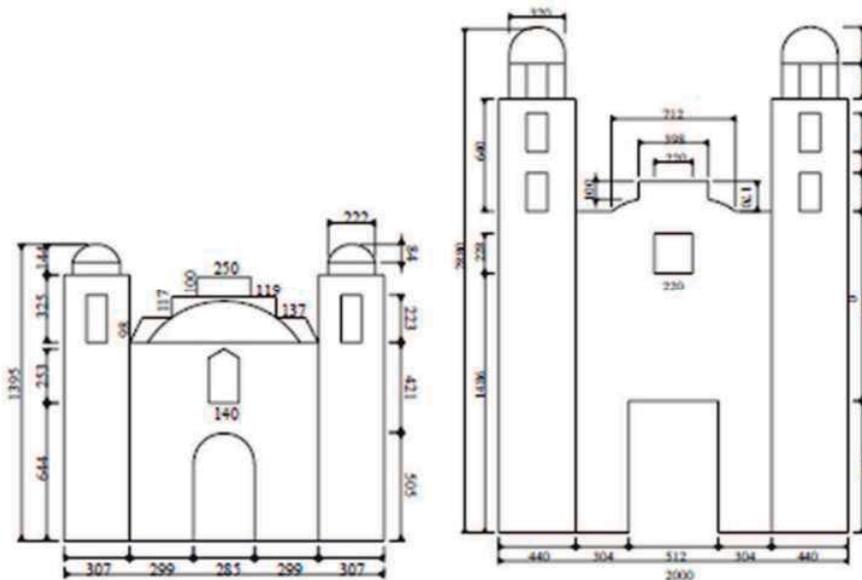


Imagen 2.16. Fachadas típicas de iglesias coloniales del sur-oeste de México; Oaxaca (izquierda), Puebla (derecha, Peña y Meza, 2010).





La iglesia típica de Oaxaca es de una sola nave rectangular, con dimensiones en planta de 15 x 28 m² (imagen 2.15) La fachada es simple y presenta adosada una o dos pequeñas torres aproximadamente de unos 14 m. Cada torre presenta un campanario cuya altura no sobrepasa los 4 m (imagen 2.16). La iglesia típica de Puebla es más grande y tiene una planta en forma de cruz latina, con dimensiones en planta de 20 x 58 m² (imagen 2.15). Su fachada es más ornamentada y presenta también adosadas una o dos torres de unos 28 m de altura total. A diferencia de las iglesias de Oaxaca, los campanarios de las torres de las de Puebla están compuestos por tres cuerpos. En general, el último es de menor dimensión en planta, lo que produce una disminución en la sección resistente. La altura total de los tres cuerpos del campanario es de 10 m (imagen 2.16).

El material de construcción es una mampostería heterogénea de piedra aglutinada con mortero de cal y arena. Frecuentemente, se le añadía pedacería de ladrillo o piedra volcánica de poca densidad (tezontle). Este tipo de material constituye una especie de concreto cuya composición varía de acuerdo con el elemento estructural. En general es más ligera que la mampostería de piedra y tiene una mayor resistencia a tensión debido a la falta de planos débiles. La Tabla 2.4 presenta los valores de las propiedades mecánicas de la mampostería consideradas en los análisis.

Propiedad	Magnitud	Unidad
Módulo de Elasticidad	1962	MPa
Módulo de Cortante	817	MPa
Módulo de Poisson	0.20	
Densidad de Masa	1600	Kg/m ³
Resistencia Compresión	2943	kPa
Resistencia a Tensión	147	kPa
Cohesión	200	kPa
Angulo de Fricción	15	grados

Tabla 2.4. Propiedades mecánicas de la mampostería (Peña y Meza, 2010).

Las torres se analizaron junto con las fachadas para estudiar su comportamiento en el plano. Para este caso, se utilizó el Método de los Elementos Rígidos, el cual es un método simplificado de análisis que permite realizar análisis dinámicos no-lineales. El modelo de la fachada de la iglesia de Oaxaca tiene 264 elementos y 792 grados de libertad, mientras que el de Puebla es de 237 elementos y 711 grados de libertad.

Los modelos fueron analizados con el Método de los Elementos Rígidos (MER), creado especialmente para estructuras de mampostería, con este análisis se obtuvieron las formas modales y los periodos de vibración de los modelos matemáticos generados. La imagen 2.17 muestra los cuatro primeros modos de los modelos, tanto de la fachada de la catedral de Oaxaca como la de Puebla. El modelo de Oaxaca es mucho más rígido que el de Puebla, principalmente por la menor relación altura/ancho del primero. Los tres primeros modos son de flexión, mientras que el cuarto corresponde a la vibración vertical. Se puede observar que las formas modales para el modelo de Oaxaca corresponden a una





flexión de toda la torre, en tanto que para el de Puebla corresponde a una flexión únicamente de los campanarios. También resulta interesante, que el segundo modo prácticamente no tiene participación.

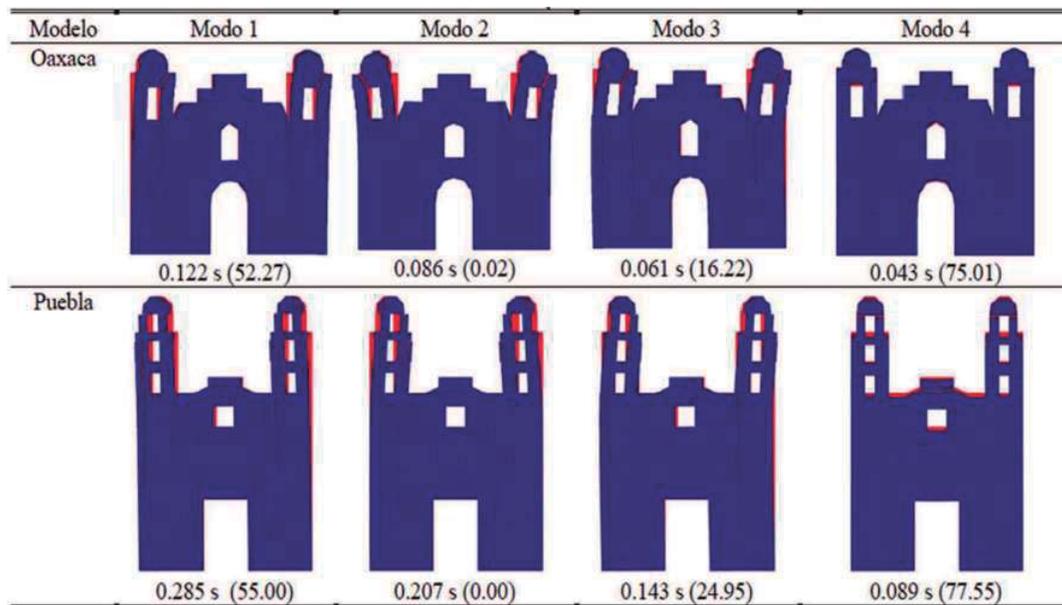


Imagen 2.17. Periodos y formas modales (Peña y Meza, 2010).

En general, algunas formas modales se pueden correlacionar con mecanismos de colapso observados. De este modo, se puede inferir que el comportamiento dinámico de las torres para el caso de Oaxaca involucre todo el conjunto (fachada, torre y campanario); mientras que, para el caso de Puebla, los campanarios presenten un comportamiento tipo apéndice.

Se realizó un análisis estático no – lineal de tipo empujón (pushover), considerando que las fuerzas laterales son proporcionales a la masa de los elementos (aceleración constante). Los desplazamientos que se tomaron como referencia fueron en el cupulín del campanario.

La imagen 2.18 presenta el mecanismo de colapso para los dos modelos. Se observa que el daño no es simétrico. En el modelo de Oaxaca se presenta una grieta vertical que cruza la puerta y la ventana del coro, lo que provoca que la fachada se divida en dos. De este modo, cada torre permanece adosada a una parte de la fachada, las cuales presentan una flexión generalizada. Por otra parte, en el modelo de Puebla, solo una torre se daña. Se presenta una grieta vertical a lo largo del cuerpo de la torre, así como el campanario presenta flexión.





Imagen 2.18. Mecanismo de colapso típico obtenido con un análisis estático no-lineal; Oaxaca (izquierda), Puebla (derecha, Peña y Meza, 2010).

La imagen 2.19 presenta las curvas de capacidad, donde la aceleración corresponde al cortante basal dividido entre la masa de la fachada completa y el desplazamiento corresponde al cupulín de la torre derecha, la cual presenta el mayor desplazamiento. Así mismo se presentan los espectros pseudoaceleración – desplazamiento para las zonas B, C y D.

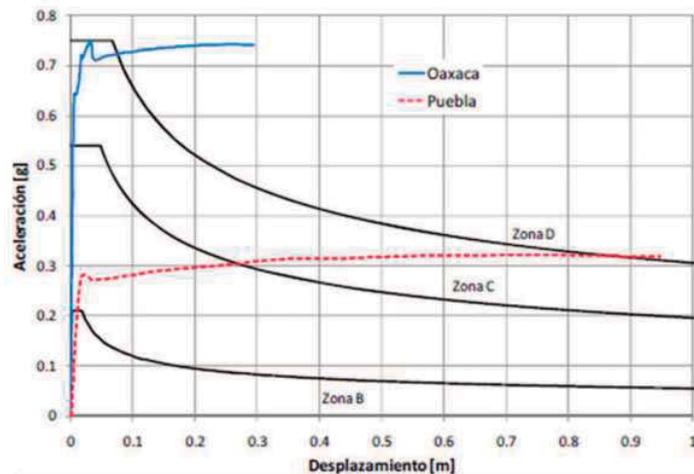


Imagen 2.19. Curvas de capacidad (Peña y Meza, 2010).

El modelo de Oaxaca es más resistente que el de Puebla, pero por las alturas de las torres, este último presenta un mayor desplazamiento. La máxima aceleración que resiste el modelo de Oaxaca es de 0.75g, mientras que el de Puebla es de 0.32g. Ambos modelos presentan un comportamiento elástico – lineal para las aceleraciones del espectro de la zona B.





De acuerdo con las curvas de capacidad, el modelo de Oaxaca resistiría sin daños la aceleración propuesta por el espectro de diseño de la zona C, mientras que experimentaría un daño leve para la zona D. Por su parte, el modelo de Puebla presentaría daños medios con el espectro de la zona C y estaría cerca del colapso en la zona D.

Sin embargo, es necesario tener en mente que, estas curvas no necesariamente reflejan el comportamiento real de la estructura debido a las limitaciones intrínsecas con que fueron construidas. Entre estas limitaciones está que, el comportamiento de este tipo de fachadas no puede simplificarse como un sistema de un grado de libertad, pues los modos superiores tienen una gran influencia en su respuesta sísmica. Como se muestra en la siguiente sección.

Para el análisis dinámico no – lineal se generaron cinco registros sintéticos compatibles con los espectros de diseño para cada una de las zonas sísmicas B, C, D (imagen 2.20). Ambos modelos se analizaron para cada una de las tres zonas. Las imágenes 2.21 y 2.22 presentan el daño típico obtenido para el modelo de Oaxaca y Puebla respectivamente; así como la deformada en el instante que se presenta la mayor respuesta, para un sismo típico generado para cada zona.

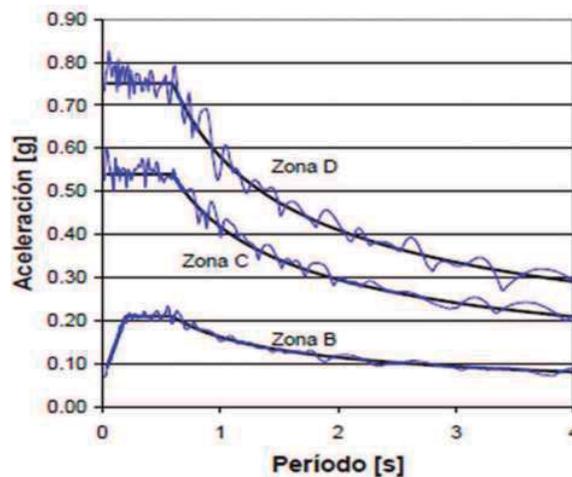


Imagen 2.20. Espectro de diseño y espectro de respuesta de un sismo típico generado para cada zona (Peña y Meza, 2010).

Para ninguno de los casos, tanto de Oaxaca como de Puebla, se presenta daño por compresión en alguno de sus elementos. El daño principal es por tensión, debido principalmente a la flexión del campanario, así como por fuerzas cortantes en el cuerpo de la torre.

La iglesia de Oaxaca es sumamente rígida y para las aceleraciones de las zonas B y C prácticamente no presentan desplazamientos sus torres. El máximo desplazamiento calculado en el cupulín de las torres es de 0.1, 0.5 y 2.0 cm, para las zonas B, C y D respectivamente. Para la zona B no se presenta daño, mientras que para las zonas C y D se





presenta un daño leve y moderado, respectivamente. El daño se presenta principalmente por flexión en la base de los campanarios, así como un agrietamiento en la parte central que cruza la ventana del coro y la puerta principal. Así mismo, los muros presentan un agrietamiento horizontal en su base debido a la flexión de la fachada en su conjunto.

Para el caso de la iglesia de Puebla, el campanario es más flexible. El campanario presenta un desplazamiento máximo de 1, 9 y 17 cm para las zonas B, C y D, respectivamente. El campanario presenta un comportamiento tipo apéndice, amplificando el movimiento sísmico. Para este caso, se presenta daño leve para la zona B y grave para la C y D.

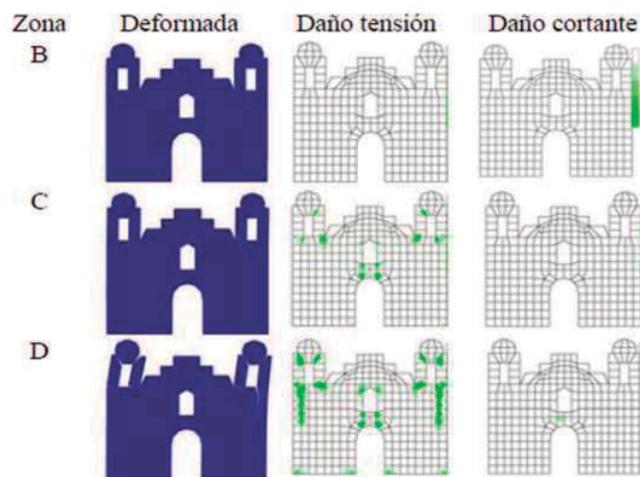


Imagen 2.21. Demanda y daños obtenidos en el modelo de Oaxaca (Peña y Meza, 2010).

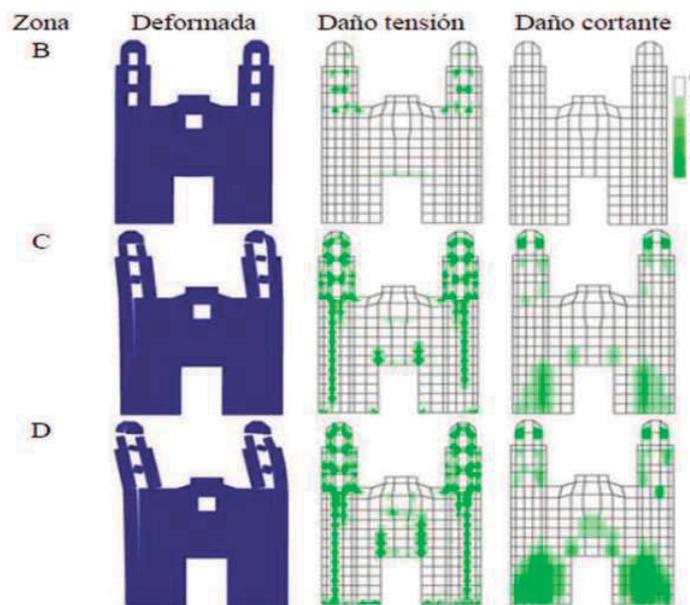


Imagen 2.22. Demanda y daños obtenidos en el modelo de Puebla (Peña y Meza, 2010).





Así mismo, se presenta un agrietamiento vertical a lo largo del cuerpo de la torre, así como el basamento de la torre presenta un agrietamiento diagonal por cortante hasta la altura de la puerta. Ambos tipos de agrietamientos son similares a los observados durante los sismos de 1999, como se observa en la imagen 2.13, agrietamiento horizontal en la base y capitel de los pilares del campanario, así como también se presenta agrietamiento vertical en el cuerpo de la torre. Los máximos coeficientes sísmicos resistentes de las fachadas para cada una de las zonas se presentan en la tabla 2.5. La fachada de Oaxaca tiene mayor es coeficientes sísmicos que la de Puebla. Para la zona B, ambos modelos tienen prácticamente el mismo coeficiente sísmico. Sin embargo, cabe recordar que la fachada de Oaxaca no presenta daños (permanece en el rango elástico), mientras que la de Puebla presenta daños en el campanario por flexión, con aceleraciones de dicha zona.

Zona	Oaxaca	Puebla
B	0.11	0.12
C	0.42	0.26
D	0.55	0.31

Tabla 2.5. Máximos coeficientes sísmicos (Peña y Meza, 2010).

Zona	Oaxaca	Puebla	Oax/Pue [%]
B	0.00	17.48	0.00
C	4.70	167.45	2.80
D	11.51	579.23	1.99

Tabla 2.6. Energía histerética disipada en KJ (Peña y Meza, 2010).

La tabla 2.6 muestra el promedio de la energía histerética disipada por ambos modelos para las distintas zonas. La energía histerética disipada se puede tomar como indicador del grado de daño de una estructura. Se observa que el modelo de Oaxaca no presenta disipación de energía porque permanece en el rango elástico - lineal, cuando es sometido a un sismo compatible con el espectro de diseño de la zona B. Así mismo, la energía disipada en las zonas C y D, permanece en rangos por debajo del 3% de la energía disipada por el modelo de Puebla. Esto significa que el daño presentado en el modelo de Puebla es más severo que en el modelo de Oaxaca. De hecho, la energía disipada por el modelo de Puebla para la zona B es similar que la energía disipada por el modelo de Oaxaca pero en la zona D.

2.4.4 Evaluación de la fragilidad sísmica con ayuda del método del espectro de capacidad.

Se realizó un estudio de vulnerabilidad y fragilidad sísmica para la Catedral de la ciudad de Morelia (Gaytan *et al.*, 2010), ya que este monumento es uno de los principales atractivos turísticos y realza la arquitectura colonial del centro histórico de la citada, el cual fue





declarado Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO en el año de 1991 (imagen 2.23). Es sabido que Morelia se encuentra ubicada en una zona de alta sismicidad, por lo que la antigua edificación de la Catedral es susceptible de sufrir deterioro estructural importante.



Imagen 2.23. Torres de la catedral de Morelia (Gaytan et al., 2010).



Imagen 2.24. Modelo de elementos finitos para el conjunto torres-fachada (Gaytan et al., 2010).

La magna Catedral de Morelia de estilo barroco del siglo XVII, fue diseñada por Vicente Barroso de la Escayola, comenzó su construcción en el año de 1660 y para su edificación fueron necesarios ochenta y cuatro años, concluyendo en el año de 1744; durante su construcción la obra fue suspendida en diferentes etapas, lo que hizo que la estructura se viera sometida a diferentes estados de cargas no previstas en su época. Una vez concluida,





la catedral se ha visto sujeta a terremotos históricos importantes, tales como el del 19 de junio de 1858, el cual muy seguramente indujo algún tipo de daño difícilmente detectable en la actualidad debido a las intervenciones más recientes.

En la presente investigación se optó por la utilización de elementos finitos por el hecho de que representan de manera aceptable el comportamiento de la mampostería (imagen 2.24), es posible calibrarlos fácilmente en su conjunto a partir de propiedades mecánicas y dinámicas obtenidas experimentalmente y resultan bastante versátiles para la incorporación de modelos constitutivos no lineales. Teniendo como base el modelo de elementos finitos se realizó la calibración del mismo, la cual se consiguió mediante la variación del valor del módulo de Young de la mampostería hasta lograr la mayor coincidencia con el primer modo de vibración obtenido experimentalmente sobre la torre Poniente (G. Martínez *et. al*). Con base en lo anterior, se pudieron obtener las propiedades mecánicas globales equivalentes mostradas en la tabla 2.7.

Material	Densidad (ton/m ³)	Módulo de Young (ton/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería de cantera	2.5	101971	0.2
Relleno	1.7	29380	0.2

Tabla 2.7. Propiedades mecánicas del segundo modelo calibrado.

Se emplearon espectros de peligro uniforme obtenidos a partir de un estudio probabilista de peligro sísmico del sitio realizado por José Manuel Jara, considerando el terreno firme existente en buena parte del primer cuadro del centro histórico de la ciudad y períodos de retorno de 475 y 975 años.

Para los análisis elásticos del modelo calibrado se utilizaron cuatro combinaciones de carga para cada torre, las cuales involucran a la carga muerta de la estructura más la carga accidental, esta última correspondiente a la acción sísmica en una sola dirección ortogonal X o Y asociada a un periodo de retorno de 475 o 975 años.

Con la finalidad de realizar la evaluación de la vulnerabilidad del sistema fue necesario partir de un análisis de empuje incremental estático no lineal, el cual consistió en generar una serie de análisis iterativos en los cuales se aceleró lateral e incrementalmente la masa del modelo, con la finalidad de obtener desplazamientos en diferentes puntos del sistema hasta llegar a un punto en el cual la estructura no soportara mayores incrementos de carga dentro del estado inelástico de deformación (imagen 2.25).



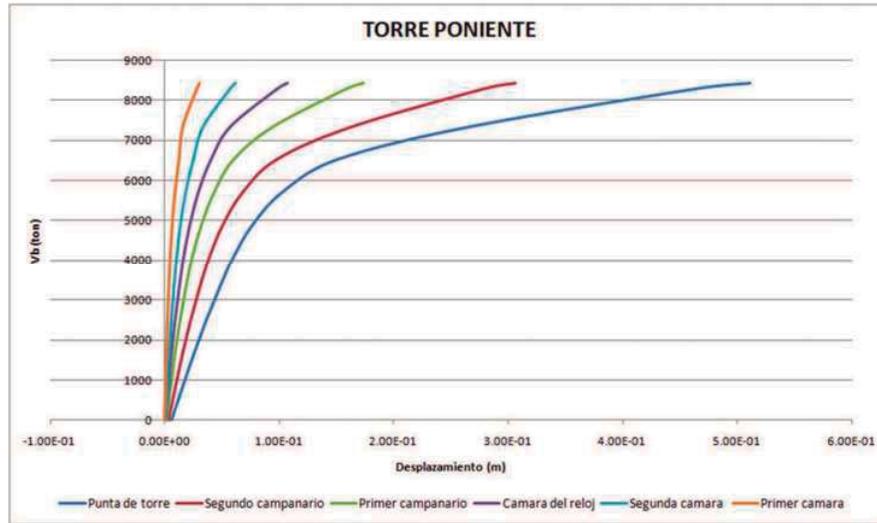


Imagen 2.25. Curvas de capacidad sobre diferentes puntos (empuje +Y).

Como se vio al inicio de este capítulo (inciso 2.2.1.3.1), una vez determinadas las curvas de capacidad conviene trabajarla en unidades que se puedan correlacionar de manera más conveniente con la demanda sísmica esperada. El espectro de capacidad se calcula transformando las unidades de fuerza a aceleración espectral, y los desplazamientos de la estructura a sus homólogos espectrales (capítulo 2.2.1.3.2) y además se recomienda bilinearizar dichos espectros (imagen 2.26, Gaytan *et. al*, 2010).



Imagen 2.26. Representación continua y bilineal para la punta de la torre oriente.

La intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad colocados en un mismo gráfico, proporcionan una pareja de valores aceleración-desplazamiento que





representan la demanda sísmica sobre el sistema desde el punto de vista estructural (capítulo 2.2.1.3.5). A dicho lugar de intersección se le conoce como punto de desempeño, y representa el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a la que está sometida (imágenes 2.27).



Imagen 2.27. Desempeño para la torre oriente ($T_r = 475$ años).

Se han propuesto diferentes valores para los límites de los umbrales de daño pero para el caso específico de edificios históricos (Lagomarsino et al., 2003), propone otra definición de dichos valores basada en la escala macrosísmica europea, los cuales fueron tomados como base para determinar los umbrales de daño correspondiente para este trabajo (ver tabla 2.8).

Umbrales de Daño	Desplazamiento Espectral	Descripción del Daño
Sd1	$0.7 S_{dy}$	Ligero
Sd2	S_{dy}	Moderado
Sd3	$S_{dy} + 0.25(S_{du} - S_{dy})$	Extensivo
Sd4	S_{du}	Colapso

Tabla 2.8. Valores y descripción para los umbrales de daño.

Los valores de cada uno de los umbrales de daño define el límite superior para cada rango. En la imagen 2.28 se da un ejemplo de un espectro de capacidad bilineal con sus correspondientes rangos para cada uno de los umbrales de daño definidos.





Imagen 2.28. Intervalos de daño para el espectro de capacidad bilineal de la torre oriente.

El análisis comparativo de los desplazamientos obtenidos en los puntos de desempeño contra los diferentes umbrales de daño definidos, arroja entonces como resultado el posible grado de daño esperado ante las demandas sísmicas definidas para los períodos de retorno de 475 y 975 años (ver tabla 2.9).

	Tr =475 años	Tr =975 años
Torre Oriente	Sd1	Sd1
Torre Poniente	Sd1	Sd1
Nave Central	Sd3	Sd3
Nave Izquierda	Sd3	Sd3

Tabla 2.9. Grados de daño esperados.

Se observa que los macroelementos torre presentan un comportamiento satisfactorio ante los estados de cargas solicitados, lo cual predice que únicamente sería susceptible a sufrir daños ligeros. De igual manera al analizar los puntos correspondientes a las naves, las cuales tienen conexión directa con el muro de la fachada principal, se observa que para los estados de carga solicitados éstos elementos sí presentan un probable estado de daño el cual resulta como extensivo.

El tipo de daño asociado al desempeño de las naves lo podemos relacionar con la mayor rigidez y menor altura que presentan estos elementos en comparación con las torres, sumado a la proximidad con el período del terreno, efectos que las convierten en elementos más vulnerables del sistema analizado.

Como una aproximación ya más enfocada al riesgo sísmico del conjunto estudiado, es común representar las probabilidades de daño para un edificio a través de las curvas de fragilidad generadas (ver imágenes 2.29) y corresponden a los sentidos más desfavorables





ya que en estructuras antiguas donde intervienen las torres, es necesario realizar los análisis de empuje incremental no lineal considerando de dos a cuatro direcciones ortogonales. En las mencionadas figuras se indican los puntos de desempeño obtenidos para cada macroelemento.

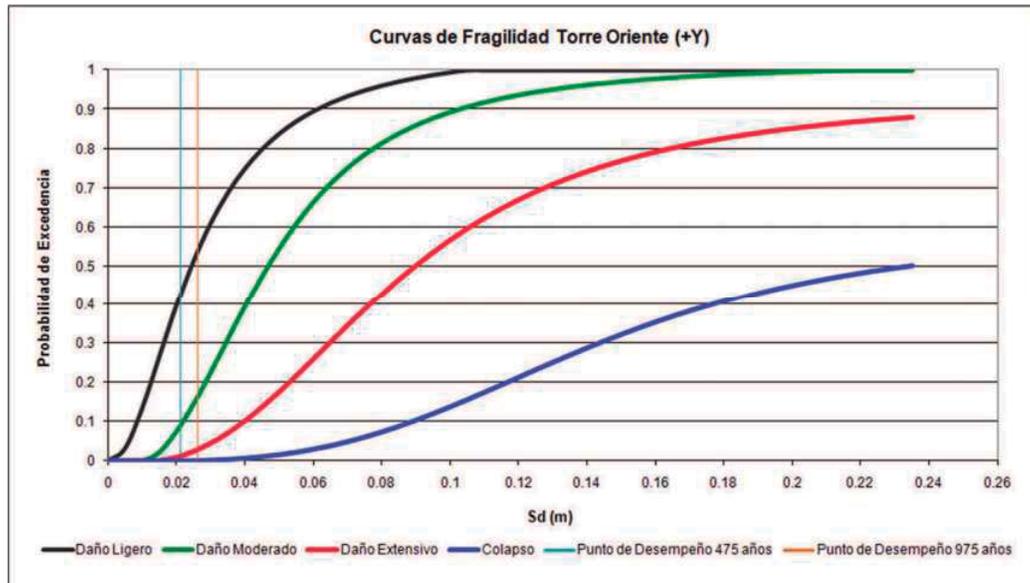


Imagen 2.29. Curvas de fragilidad para la torre oriente (+Y).

Teniendo los valores correspondientes a los desplazamientos espectrales para cada uno de los puntos de desempeño de cada uno de los macroelementos estudiados, es posible ingresar a las curvas de fragilidad con estos valores y conocer las probabilidades acumuladas de que se exceda cada uno de los grados de daño (ligero, moderado, extensivo y colapso).

Se encontraron diferencias significativas en la geometría interna de las dos torres aparentemente gemelas, las cuales aunadas a la interacción con el resto de la estructura se traducen en un período experimental de vibración de 0.71s para la oriente y de 0.755 para la poniente.

Del análisis sísmico lineal temporal se obtuvieron esfuerzos de tensión en la zona del primer campanario para ambas torres, los cuales corresponden con los agrietamientos observados físicamente en tales locaciones evidenciado entonces ser la zona más propensa a sufrir daños en ambos elementos, debido principalmente al significativo cambio de resistencia y rigidez en elevación, y a la importante masa que gravita sobre éste





nivel. Los esfuerzos máximos de compresión para la mampostería fueron de 0,26MPa (2.64kg/cm²), los cuales se encuentran dentro de los límites permisibles internacionalmente, y de 0,23MPa (2.32kg/cm²) para los de tensión.

Del binomio capacidad-demanda y posteriormente a la construcción de las curvas de fragilidad, se obtuvieron grados de daño ligeros para las dos torres y las dos recurrencias consideradas, situación que cambia significativamente sobre las naves adyacentes a las portadas, donde se presentan probabilidades de daño de moderado a extensivo del 46.1% y 55.6% para los períodos de retorno de 475 y 975 años respectivamente.



CAPÍTULO 3

ANTECEDENTES HISTÓRICOS Y CARACTERÍSTICAS GENERALES

3.1 INTRODUCCIÓN.

El presente capítulo expone la importancia histórica que ha tenido el Colegio de San Nicolás, dentro de los movimientos sociales de independencia, revolución y algunas otras guerras importantes de defensa de nuestro país. Siendo cuna de la formación ideológica de los personajes líderes, de dichos movimientos de insurrección mexicana, tales como: Miguel Hidalgo y Costilla, José María Morelos y Pavón, Melchor Ocampo, por solo mencionar algunos.

Por otro lado este capítulo muestra los cambios arquitectónicos y estructurales que ha sufrido el colegio de san Nicolás en su residencia actual, desde su construcción hasta nuestros días y que han sido los principales generadores de los problemas en el sistema estructural de la edificación.





3.2 ANTECEDENTES HISTÓRICOS.

El colegio de san Nicolás de Hidalgo como institución fue fundado en Pátzcuaro por el señor Don Vasco de Quiroga (1470 - 1565) alrededor del año de 1540, con el nombre de Primitivo y Real Colegio de San Nicolás Obispo. De donde el nombre de “primitivo” fue dado ya que era el primer colegio real de la nueva España. El nombre “San Nicolás” fue elegido por el propio Vasco de Quiroga en memoria al santo patrono de su lugar de descendencia. El título “Real”, que en sus inicios no lo llevaba, lo consiguió hasta 1565 al confirmarse el patronato real por parte del Rey Felipe II de España. Por último el título de “obispo” fue dado en memoria de su fundador.

Al realizarse el cambio de sede episcopal y por concerniente del Colegio de San Nicolás, a lo que hoy en día es la ciudad de Morelia en el año de 1766, ingresó al colegio a sus escasos doce años de edad, uno de los personajes principales de la historia de México, Don Miguel Gregorio Antonio Ignacio Hidalgo Costilla Gallaga (ver imagen 3.1, tomada de bibliografiasyvidas.com), nombrado padre de la patria por ser el iniciador del movimiento de independencia de nuestro país.

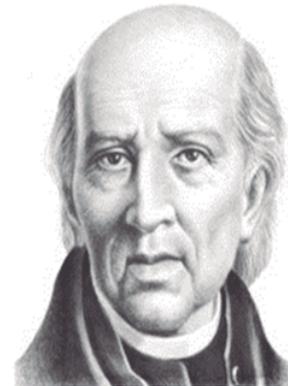


Imagen 3.1. Miguel Hidalgo y Costilla, tomada de bibliografiasyvidas.com



Imagen 3.2. José María Morelos y Pavón, tomada de biografiasyvidas.com

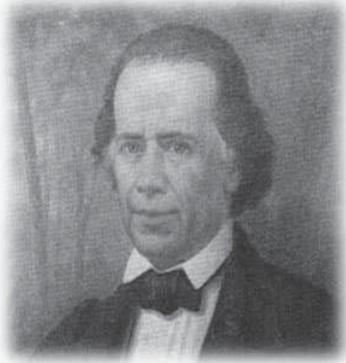
Otro personaje fundamentales en la historia de México y reconocido a nivel internacional por sus hazañas militares, fue Don José María Morelos y Pavón (ver imagen 3.2, tomada de bibliografiasyvidas.com), que nació en la ciudad de Valladolid (hoy ciudad epónima de dicho personaje). Fue hasta 1790 que ingresó al colegio de San Nicolás. El cual se graduó de bachiller, después de un tiempo también se le concedió el título de Diácono y posteriormente pidió el Sacro Presbiterado, que lo obtuvo el 21 de diciembre de 1797.

Al iniciarse la independencia el 16 de septiembre de 1810, los insurgentes contaban entre sus filas a muchos creados en San Nicolás, tales como Miguel Hidalgo y Costilla, Miguel Domínguez, Mariano Balleza, José María Morelos y Pavón, Ignacio López Rayón, entre otros. A la llegada de los insurrectos a la Nueva Valladolid el Colegio San Nicolás





se convirtió en cárcel, de aquí en adelante el edificio dejó de prestar labores de educación hasta tiempo después de la conclusión de la independencia.



El paso definitivo para la secularización fue hecho gracias a Don Melchor Ocampo (ver imagen 3.3, tomada de biografiasyvidas.com), se dio el 30 de mayo de 1845 día en el que por fin el cabildo entregó el Colegio de San Nicolás a las autoridades civiles. De esta forma empezó una nueva etapa en la historia del plantel. Con esta carta ya en manos del gobierno se comenzó de inmediato la reconstrucción del edificio.

Imagen 3.3. Melchor Ocampo, tomada de biografiasyvidas.com

La fecha de reapertura del colegio no fue sino hasta el domingo 17 de enero de 1847, habiendo sido rehabilitada la estructura por completo. Con la llegada del Imperio francés a tierras Mexicanas el Colegio tuvo que cerrar sus puertas nuevamente el día 30 de enero de 1863, el mismo día en que llegaron las tropas francesas a la ciudad de Morelia, y cuyo edificio se ocupó nuevamente como cuartel.

Con la victoria sobre el imperio Francés en 1867 y siendo gobernador el licenciado y coronel Justo Mendoza, se inició la reconstrucción total del inmueble debido a que estaba totalmente en ruinas y era más factible tirarlo y construir de nuevo. El proyecto fue elaborado por un ingeniero belga de nombre Guillermo Wodon de Sorinne. La reconstrucción del edificio comenzó en el año de 1868, con un estilo moderno pero que guardaba rasgos coloniales y que terminó su construcción por el año de 1884, ya con el gobierno del estado en mandato de Prudenciano Dorantes.



Imagen 3.4. Antigua arquitectura del Colegio de San Nicolás de Hidalgo, tomada de bibliografiasyvidas.com





3.3 ANTECEDENTES CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES.

Anteriormente hemos visto las evoluciones a las que se ha visto sometido el Colegio de San Nicolás a lo largo del tiempo, enfatizando por tanto que es una construcción de finales del siglo XIX como se observó. A continuación presentaremos una cronología de restauraciones y modificaciones que ha tenido el Colegio a través de su historia, como lo muestran los puntos siguientes:

- 1884: Reconstrucción total del edificio.
- 1971: cambio de entre piso original por losas de concreto de 20 cm de espesor.
- 1983: daños en tambores de fustes de columnas por el sobrepeso de 1971, reposición de piezas dañadas en columnas y arcos. El muro del patio oriente tiene un desplome de 7 cm. Se cambiaron algunas columnas, además de la inyección de fisuras.
- 24 de enero de 1988 siniestro: incendio sobre el muro sur (daños menores).
- 2000: restauración y reconstrucción de dos columnas de cantera, cambio de fustes eje C-14 (sur-poniente, anexo A) y la columna nor-oriental eje I-18 del segundo patio de la planta baja; restauración de la fachada, arcos interiores y exteriores, carpintería, inyección de lechada en fisuras.
- 2002: Re-cimentación de la fachada poniente y sur con cantera de 168 kg/cm² de resistencia a la compresión simple.

3.4 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTONICAS Y ESTRUCTURALES.

3.4.1 Arquitectónicas.

Entre las características arquitectónicas globales el Colegio cuenta con un terreno de 3800m² y un área total de construcción de 5956 m². En conjunto, las dos instituciones que se albergan dentro del edificio cuentan con 24 aulas, laboratorios, sala de profesores, regencia, una aula mater con capacidad para 150 personas, dos bibliotecas de las cuales la que provoca más daño de tipo estructural es la que se encuentra ubicada en el segundo nivel y entre los dos patios principales, pertenecientes a la zona de la preparatoria, además de, cuatro escaleras una de ellas es llamada escalera triunfal y la Sala Melchor Ocampo.

El lado oriente de la estructura tiene una longitud de 90.72 m y es contiguo a otra construcción; su lado sur es delimitado por la calle Francisco I. Madero (eje 23, anexo A) en donde se encuentra la fachada y acceso principal al edificio y cuenta con una longitud de 43.37m, además de esto existen ocho ventanas cuatro a cada uno de sus lados en su primer nivel, nueve más en el segundo (ver imagen 3.5).



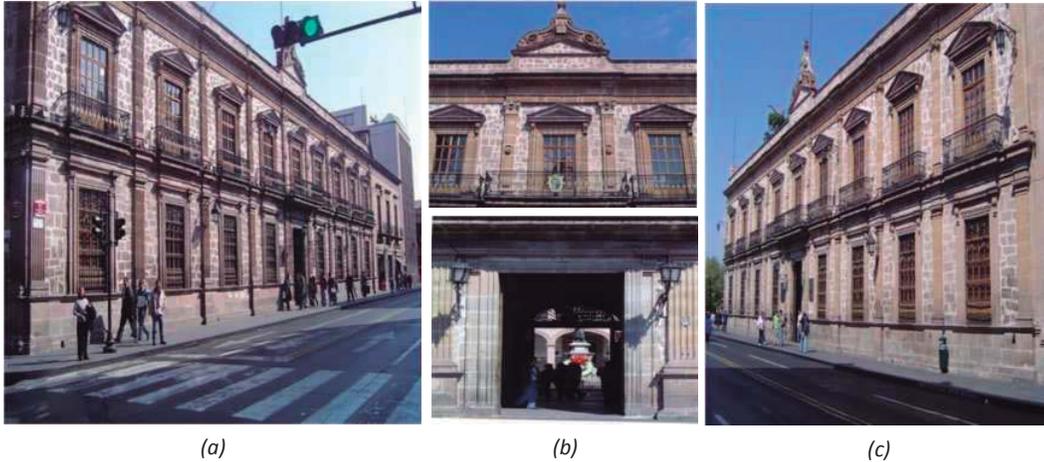


Imagen 3.5. Fachada sur.

La parte poniente que se encuentra sobre la calle Nigromante (eje L, anexo A), deja ver la fachada más larga de la edificación, actualmente cuenta con diez ventanas por cada nivel y es visiblemente la que ha sufrido mayores modificaciones de las tres fachadas (ver imagen 3.6).

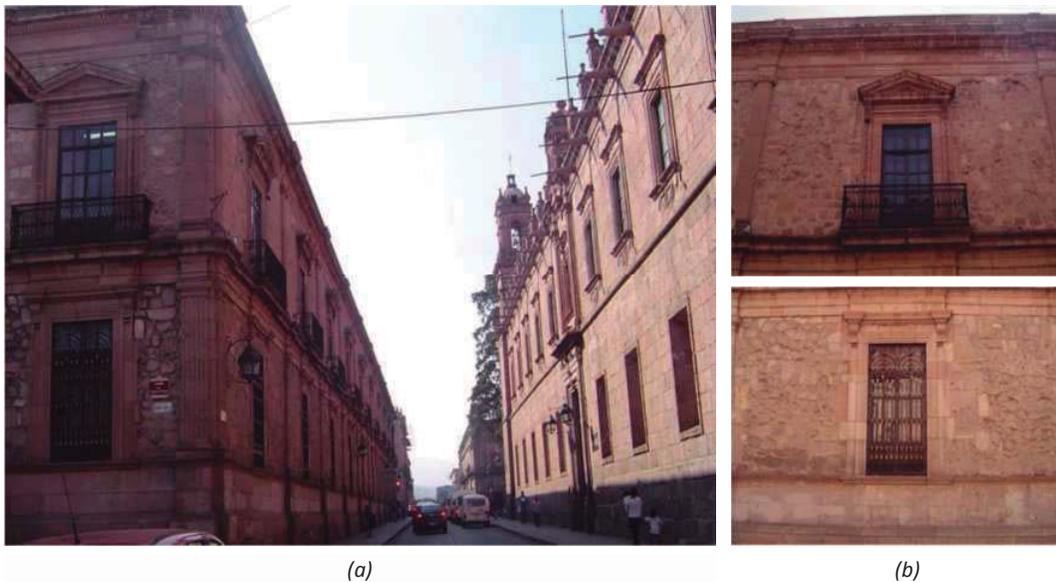


Imagen 3.6. Fachada poniente.

La fachada norte se encuentra sobre la calle Melchor Ocampo (eje 1, anexo A), tiene una longitud de 42.80 m, donde cuenta con dos accesos (inicialmente era solo uno, sin registro de la modificación), uno de ellos hacia la parte del edificio destinada para albergar la preparatoria, con el nombre de “Colegio Primitivo y Nacional Colegio de





San Nicolás de Hidalgo” y la otra es usada para el servicio de la secundaria, más seis ventanas distribuidas a sus lados, posteriormente en el segundo piso se observan ocho ventanas más distribuidas en toda su longitud.

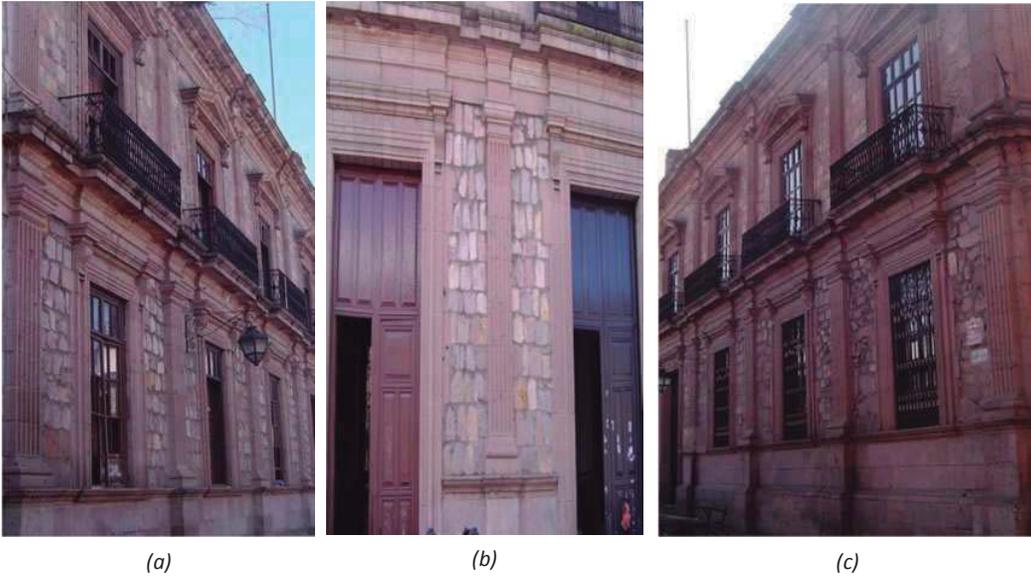


Imagen 3.7. Fachada norte.

El primer patio posee un área de 433.00 m^2 (entre los ejes C-J,14-21, anexo A), el cual está rodeado por arcos de estilo *carpanel* de claro aproximado de 3.08m de centro a centro de columnas, con una altura de 4.14 m (ver imagen 3.8. tomada de www.umich.com), soportados por columnas cuadradas de 30 cm de lado en el nivel inferior, en la parte superior los arcos tienen las mismas medias la única diferencia es que las columnas son de inercia variable, siendo en su parte baja de 40 X 40 cm y en su parte alta de 30 X 30 cm, en donde dichas series de arcos son conectados a muros por arcos rebajados, con un claro promedio de 4.40 m en el plano de la calle Madero (entre los ejes 13-14 y 21-22, sobre los ejes C y J, anexo A), y 4.00 m en el plano de la calle Nigromante (entre los ejes B-C y J-K, sobre los ejes 14 y 21, anexo A), con una altura igual a la de los anteriores.





Imagen 3.8. Primer patio (tomada de www.umich.mx).

El segundo patio tiene un área de 283.00 m² (entre los ejes C-J y 7-11, anexo A), el cual se ve delimitado por arcos *carpanel*, con claros promedio de 3.55 m a una altura de 4.14 m, soportados por fustes circulares de inercia variable, con 42 cm de diámetro en su parte inferior y de 33cm en su parte superior, para ambos niveles; que son conectados a los muros de igual manera por arcos rebajados y que en su plano norte-sur (entre los ejes 6-7 y 11-12, sobre los ejes C y J, anexo A) tienen un claro de 4.00 m con, altura igual a los ya mencionados y en el plano este-oeste de la parte norte de este patio (entre los ejes B-C y J-K, sobre el eje 7, anexo A), se conecta la serie de arcos con otro de tipo rebajado con un claro igual a 3.57 m, pero con altura similar a los anteriores; en el mismo plano pero en la parte sur (entre los ejes B-C y J-K, sobre el eje 12, anexo A), se conectan con arcos de 4.10 m de claro.



Imagen 3.9. Segundo patio (foto G. Martínez).





El tercer patio cuenta con un área de 56.00 m² la cual se ha visto modificada por uso de las instalaciones, cuenta tan solo con dos arcos rebajados (en el eje J, entre los ejes 2-4, anexo A), soportados por una columna en el centro y apoyados en sus extremos por muros. Tienen una altura de 4.14 m y un claro de 2.70 m para ambos arcos; la columna que los soporta es circular con sección variable, de 40 cm de diámetro en su parte inferior y de 30 cm de diámetro en la parte superior (ver imagen 3.10. tomada de Martínez). Además, los arcos en el pasillo que da hacia la salida norte son de tipo *carpanel*.



(a)

(b)

Imagen 3.10. Tercer patio (foto G. Martínez).

El cuarto patio se encuentra en la parte del edificio perteneciente a la secundaria pública. Tiene un área de 50 m² (entre los ejes C-f' y 3-5, anexo A), en su plano este-oeste existen tres arcos *carpanel* por nivel, la longitud del arco uno será de 3.40 m (entre eje C-D, anexo A), el segundo tiene un claro de 3.70 m (entre eje D-E', anexo A) y posteriormente el tercer arco tiene una medida de 3.15 m (entre eje E'-F', anexo A). En el plano norte-sur se cuentan con dos arcos *carpaneles* más por nivel, con una longitud de claro para estos arcos igual a 2.80 m (entre ejes 3-5, anexo A). Las columnas que los sostienen son de fuste variable para todos los arcos, y que en su parte inferior es de 38 cm de diámetro y en su parte superior es de 33 cm de diámetro (ver imagen 3.11).





(a)

(b)

(c)

Imagen 3.11. Cuarto patio.

Entre los corredores del edificio y en sus dos niveles existen arcos de medio punto y rebajados, con claros promedios de 3.20 m, con altura igual a todos en el edificio (imagen 3.12).



(a)

(b)

(c)

(d)

Imagen 3.12. Corredores del edificio.



(a) Escalera sur-oriente.

(b) Escalera sur-poniente.



(c) Escalera nor-oriente.

Las tres escaleras secundarias del edificio cuentan con arcos *deprimidos* como umbral, de 3.40 m de longitud y de altura 4.14 m. Dos de estas se encuentran en la parte sur, por la entrada principal sobre los dos flancos del primer patio (imagen 3.13, fotos a y b), la otra se encuentra en el cuarto patio perteneciente a la secundaria popular (imagen 3.13, foto c).

Imagen 3.13. Escaleras secundarias.





La escalera triunfal (llamada así por la toma de posesión del gobierno de don Melchor Ocampo), tiene arcos *deprimidos* en sus dos niveles, con un claro de 5.40 m y con altura de 4.14 m como ya habíamos visto. Se encuentra ubicada en la parte central del edificio del lado oriente.



Imagen 3.14. Escalera triunfal.

3.4.2 Estructurales.

3.4.2.1. Materiales.

En los edificios históricos el material que más predomina es la mampostería, por eso son llamados obras de fábrica en algunos países, ya que su construcción está basada en piedra, ladrillo, adobe o tapial. Aunque los materiales para juntas como la argamasa también de gran importancia para los sistemas constructivos de edificaciones coloniales civiles, como el Colegio de San Nicolás.

3.4.2.1.1 Mampostería.

En el Colegio el material predominante es la piedra (cantera), la cual no se puede afirmar que tenga las mismas propiedades mecánicas en todo el edificio, esto es por el tipo de acomodo de la mampostería (aparejo, ver imagen 3.15. tomada Dr. Martínez), por la incertidumbre de la existencia de núcleos de menor calidad en algunos muros, el grado de daño por intemperismo que han sufrido los diferentes macroelementos de la estructura, y más aún por las múltiples modificaciones que ha sufrido el sistema a lo largo de la historia.





La clasificación de la mampostería es muy diversa y depende del autor que la clasifique, por lo que presentaremos una organización según el tipo de acomodo que se tiene en los elementos estructurales, como sigue:

- Piedra natural.
- Sillares.
- Mampostería irregular.
- Mampostería organizada (con aparejo).

Otra clasificación importante para la mampostería de construcciones antiguas, es por su tipo de aparejo ya que dichas estructuras dependen en gran medida de las propiedades mecánicas de la mampostería que varían dependiendo el forjado de la misma ya que le ayudan a distribuir las cargas. Existen tres tipos; *juntas desalineadas*, son las que presentan un mayor desorden en el tipo de acomodo de las piedras y argamasa, esta última no tiene un espesor promedio, lo que provoca que exista mayor incertidumbre entre las propiedades que tenga un elemento construido de esta manera (imagen 3.13, a. Tomada de apuntes G. Martínez); otra clasificación es la mampostería de *juntas irregulares desalineadas*, en donde se puede ver un alineado mejor estructurado que en la anterior, lo que lleva a tener elementos estructuralmente más resistentes (imagen 3.13, b); Finalmente, el aparejo con *juntas regulares alineadas*, en las cuales se maximizan las propiedades mecánicas de la mampostería, por tener una mejor distribución de esfuerzos (imagen 3.13, c). Es importante señalar que en el Colegio de San Nicolás existen los tres tipos de juntas en diferentes zonas del edificio, lo que aumenta la complejidad de estudio de este sistema estructural.

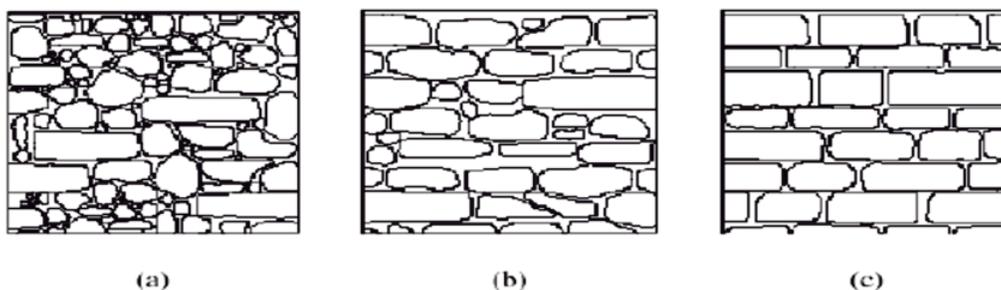


Imagen 3.15. Clasificación de la mampostería según su tipo de aparejo; a) juntas desalineadas, b) juntas irregulares desalineadas y c) juntas regulares alineadas (apuntes G. Martínez).

3.4.2.1.2 Mortero (argamasa).

Teniendo en cuenta que la mampostería no está conformada únicamente por el material sólido (piedra, tierra y ladrillo), sino también por un material semisólido como es la argamasa o mortero, y que suele ser de varios tipos de materiales minerales o de barro y tener diferentes propiedades mecánicas, que al momento de fraguar o





solidificarse se unen con el material sólido y más los vacíos, forman en conjunto la mampostería. Por lo que es importante presentar propiedades que también sean propias del mortero.

En el Colegio de San Nicolás la mayor parte del mortero es de Cal-Arena, que por tener lento fraguados le confiere una cierta capacidad a la deformación y cuenta con un esfuerzo de compresión que puede ir de 5 a 20 kg/cm².

3.4.2.2 Tipos de acomodo de mampostería y localización dentro del Colegio.

Los tipos de mampostería utilizados dentro del Colegio de San Nicolás son muy diversos, existiendo prácticamente todos los tipos mencionados con anterioridad. La manera más favorable de poder visualizar la ubicación y los diferentes acomodos es señalándolos directamente donde se encuentran apoyándonos de planos arquitectónicos, por lo que los anexos B, C y D nos ayudaran a este fin. Las imágenes B.1.1 a B.1.3, pertenecen a la fachada principal y muestra un acomodo de la mampostería de juntas irregulares alineadas casi en su mayor parte, aunque en la parte superior, por encima de las ventanas se pueden ver que las juntas son sin aparejo e inclusive con rajuela lo cual reside el funcionamiento estructural en esta zona; en las imágenes B.1.4 a B.1.6, muestran a la fachada poniente como la más dañada de todas, sus juntas son totalmente irregulares aunque no son de grandes dimensiones como en las demás fachadas, lo cual sería un punto favorable aunque no por esto se deja de paso que este acomodo es el menos efectivo estructuralmente hablando, además que también cuenta con juntas con rajuela, que puede provocar daños adicionales a los naturales; las imágenes B.1.7 y B.1.8 muestran la parte norte del Colegio, el acomodo es de juntas irregulares alineadas casi en la totalidad de esta fachada, pero en su parte oeste se observa un tipo de acomodo con juntas irregulares (imagen B.1.9), lo cual por ser una zona de esquina, lo hace más propenso a daños bajo los efectos de un sismo. Algo que es importante señalar es que la base de mampostería en todas las fachadas es de mejor calidad, hecha con sillares con aparejo alineadas, esto tiene como efecto una mejor distribución de cargas hacia la cimentación.

En el interior del edificio tenemos también variedad de acomodos en la mampostería, lo cual se puede observar en el anexo B.2; en las imágenes B.2.1, B.2.2, B.2.7 y B.2.8, se presenta que las juntas de los muros en su mayoría son irregulares, con un espesor entre piedras considerablemente grandes e incluso en diferentes puntos del edificio tienen rajuela, lo cual perjudica en su funcionamiento; algunos arcos nos muestran una pobre organización en juntas, como lo que se ve en la imagen B.2.5, más aún, en el cuarto patio que en su totalidad las enjutas entre los arcos son hechas con rajuela (imagen B.2.6); la única zona en el interior del edificio que tiene un





acomodo con juntas irregulares alineadas, son las paredes ubicadas en el tercer patio donde se aprecia el mejor trabajo realizado dentro de la institución, en cuanto a acomodo de la mampostería (imágenes B.2.4 y B.2.5).

3.4.2.3 Modificaciones.

Por lo que vimos en capítulos anteriores, se sabe que el edificio se ha visto modificado en varias ocasiones y en varias zonas de la edificación. Prueba de ello esta constatado en las antiguas fotos del colegio (imagen 3.4) y fotos más recientes (imágenes 3.5), donde se comprueba la modificación, ya que en la primera foto podemos ver que el colegio contaba tan solo con seis ventanas en su parte inferior y en siete en su parte superior, actualmente existen un par de ventanas más en ambos niveles.

La fachada poniente ha sido, evidentemente modificada, como se observa en la imagen 3.16, en donde el recuadro de color rojo encierra un marco de una ventana que existió en una etapa anterior del Colegio (tercera ventana de norte a sur, parte superior).

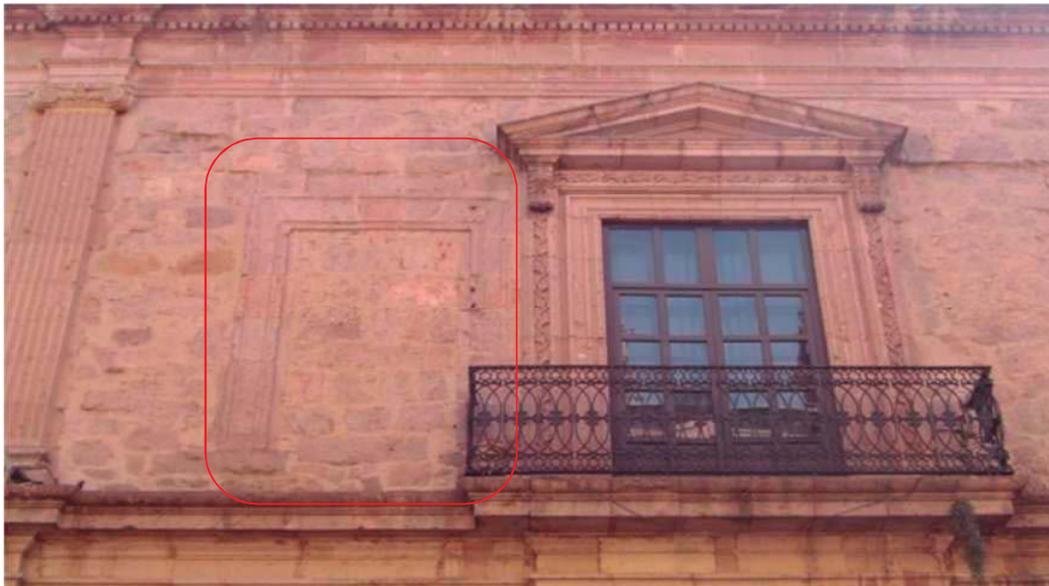


Imagen 3.16. Restauración en la fachada poniente.

Todo esto es importante señalar debido a que el comportamiento estructural general del Colegio, tuvo que cambiar ya que el proceso de construcción y los materiales usados, no se asegura fueron de la misma calidad que en el momento de su construcción, trayendo como consecuencia cambio de rigidez y reorganización de esfuerzos en el sistema (ISCARSAH, 2003).





Por lo general, en las construcciones antiguas las causas de daño y colapso se deben principalmente a cargas verticales, las cuales a lo largo del tiempo pueden producir aplastamientos, fisuras, pandeos, flujo plástico, etc. Ya que se sabe que esfuerzos de compresión cercanos a la capacidad de carga del material pueden provocar su falla, incluso sufren riesgo de colapso (ISCARSAH, 2003). Por esto mismo se piensa que el mayor número de daños y complicaciones en la estructura es debido al cambio de rigidez que indujeron las losas de concreto en el Colegio, de 20 cm de espesor en 1971 (ver capítulo 3.3), ya paso a ser un sistema de diafragma semirrígido a uno rígido.

3.4.2.4 Daños.

Existen daños dentro de todo el recinto y mediante este estudio trataremos de determinar subjetivamente cuales son las causas aparentes de los daños existentes, además de esto se determinarán si las demandas sísmicas futuras generarán daños y sus tipos, en diferentes zonas del Colegio de San Nicolás.

3.4.2.4.1 En mortero (juntas).

Los asentamientos traen como efecto un reordenamiento de esfuerzos que se ven plasmados en la separación de las juntas, debidas a tensiones principalmente. Hoy en día están reparadas superficialmente, pero siguen apareciendo grietas poniendo en evidencia la acción de las losas y los asentamientos. A continuación se presentan imágenes de juntas restauradas, dañadas y fisuras nuevas en juntas, sobre toda la estructura.

Comentando a cerca de las imágenes del anexo siguiente; la imagen C.1.1 muestra la rehabilitación del mortero en toda la zona de la escalera oeste, haciendo evidente el asentamiento del terreno en dicho lado de la construcción; en la imagen C.1.2 podemos ver el desprendimiento de mampostería debida, muy probablemente, a variaciones de temperatura, ya que el mortero y la roca son susceptibles a estos cambios; las imágenes C.1.3 y C.1.6 dejan ver el mantenimiento que se ha tenido a las juntas, aun así siguen deteriorándose con forme transcurre el tiempo; en las imágenes C.1.4 y C.1.5 se puede observar claramente el deterioro de las juntas debido al intemperismo a que se ve sujeto el lugar, pues se evidencia en la imagen C.1.4, rastros de humedad, que dañan tanto en el mortero como en la mampostería inferior del marco de la puerta, desprendiendo parte del mismo; la imagen C.1.7 se nota el poco o nulo mantenimiento que se le da al cuarto patio, donde se observa una falla sobre las juntas en esa zona, que posiblemente es debida a concentración de esfuerzos de tensión, también puede ser una falla necesaria en la estructura; la imagen C.2.8 nos presenta más fallas, ahora en el segundo nivel, que por la ubicación creemos que





pueden ser debidas a los asentamientos del terreno, debido a esto, la misma estructura libera esfuerzos.

La degradación de los materiales es producida por agentes que pueden ser de tipo biológico, químico y físicos. Hablando, por ahora, exclusivamente de las juntas mostradas, vemos que el mayor daño es producido, por el intemperismo debido a que diariamente el edificio está expuesto a contaminación y humedad. Esto trae como consecuencia la degradación evolutiva del mortero.

Cabe señalar que las fisuras no siempre implican daño, hay veces que estas actúan de forma favorable para la estabilidad de la estructura, ya que dichas fisura pueden liberar esfuerzos que no son esenciales para el equilibrio, bajando así la hiperestaticidad del sistema. En la mayoría de los casos todo esto es provocado, como ya se había mencionado, a causa de los asentamientos (ICOMOS, pag. 22). Por lo que un mejor análisis de estas fallas, se comparará lo cualitativo con lo cuantitativo, para mejores resultados.

3.4.2.4.2 En Mampostería.

Los daños que ha sufrido la mampostería, como veremos a continuación, son debidos a varias causas físicas y químicas que han causado un deterioro notable en el edificio, esto se verá en los anexos D.1 y D.2.

En las imágenes D.1.1 y D.1.2 se muestran daños en la mampostería debido a causas químicas que han degradado visiblemente la cantera. El desprendimiento de material para estos casos puede ser debido a que las acciones cíclicas (cambios de temperatura), pudieron causar un incremento en el volumen de la junta y de la piedra, provocando esfuerzos adicionales entre ellos, lo que llevó a la rotura de la roca, o tal vez solo se le sumaron a los efectos químicos esfuerzos altos (tensión o compresión). En la imagen D.1.3 es evidente que la pérdida de material es debido a que en esa zona debe de haber tensiones altas o compresiones muy bajas. En la imagen D.1.4 aparece una grieta que por su inclinación diagonal, nos hace creer que es debida a tensiones. En las imágenes D.1.5 a D.1.8, D.1.12 y D.1.13, podemos ver con toda claridad como los agentes químicos (humedad) están afectando de manera considerable la mampostería en muy variadas zonas del edificio, generando pérdida de capacidad portante de la misma y su desprendimiento, lo que se interpreta como una degradación considerable en la rigidez de los elementos sometidos a dichas acciones, además de lo anterior, en la imagen D.1.9 debe sumarse esfuerzos de tensión suficientes para desprender el material. Más grietas por tensión se muestran en casi todas las demás imágenes (D.1.10, D.2.1 a D.2.4 y D.2.7 a D.2.10), donde en los arcos pueden ser producidas por aparición de momentos flexionantes debidas al empuje lateral, o esfuerzo de tensión altos. Siendo las imágenes D.2.5 y D.2.6 las únicas que





presentan grietas de compresión, ya que según el ISCARSAH este tipo de grietas se muestran verticalmente.

Por ahora la incertidumbre que existe en cuanto a la generación de daños a lo largo de toda la estructura es grande, debido a que pueden ser muchos los factores que pudieron provocarlos. El análisis de vulnerabilidad y la fragilidad para este monumento histórico, pondrá de manera más clara el posible origen de los daños existentes dentro de la estructura.



CAPÍTULO 4

INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS RIGIDOS

4.1 INTRODUCCIÓN.

Existen diversas alternativas de análisis lineal y no-lineal para estructuras de edificación antigua, una de las más utilizadas en la actualidad es el método de los elementos finitos (MEF), el cual ya se tiene comprobada su eficacia por ser uno de los más estudiados por diversas ramas de la ciencia. Por otra parte son pocos los softwares de análisis estructural basados en este método, que incluyen modelos constitutivos adecuados para analizar la mampostería antigua. Otra de las opciones es el método de los elementos discretos (MED) que se utiliza en el estudio de medios continuos, ya que permite que existan movimientos relativos entre elementos y cambios de geometría de los mismos. También una alternativa importante con la que se cuenta es el análisis límite de bloques rígidos (ALBR), es un método sencillo el cual proporciona únicamente la capacidad de carga y el mecanismo de colapso de la estructura.

Para el presente trabajo utilizaremos el Método de los Elementos Rígidos (MER), que es un método reciente concebido para analizar mampostería moderna y antigua (Casolo y Peña, 2004), que cuenta con modelos constitutivos aptos para el modelado de la mampostería antigua.





4.2 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS RÍGIDOS.

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras históricas se requiere de procedimientos específicos para este fin. Por lo que existe la necesidad de usar modelos lo suficientemente simples que permitan realizar análisis dinámicos paramétricos, pero al mismo tiempo deben tomar en cuenta el comportamiento de la mampostería sujeta a cargas cíclicas. Se ha desarrollado un método de análisis que toma en cuenta estas características de las estructuras de mampostería, primero Casolo (2000, 2004) y después Casolo y Peña (2004, 2008), al cual se le ha nombrado Método de los Elementos Rígidos (MER). A continuación se presenta una descripción breve del método.

4.2.1 Filosofía del método.

El método de los elementos rígidos idealiza las estructuras de mampostería como una serie de elementos rígidos cuadriláteros que tienen una cinemática de cuerpos rígidos, con dos desplazamientos lineales y uno de rotación (imagen 4.1. Tomada de Casolo y Peña, 2004). Tres puntos de conexión (resortes) conectan dos elementos contiguos o a los lados restringidos (interfaces). Estas conexiones son axiales en dos puntos, separados una distancia $2b$ para tomar en cuenta un momento flexionante, y un punto de conexión a cortante, colocado a la mitad de una arista que compartan dos elementos vecinos (imagen 4.2. Tomada de Casolo y Peña, 2004).

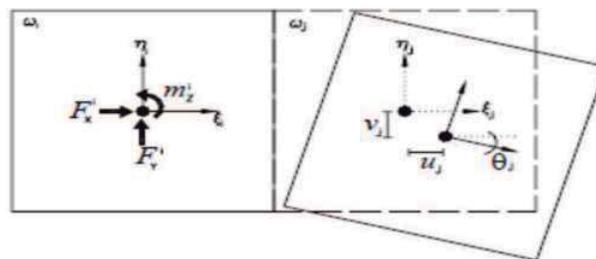


Imagen 4.1. Fuerzas y desplazamientos en los elementos rígidos, tomada de Casolo y Peña 2004.

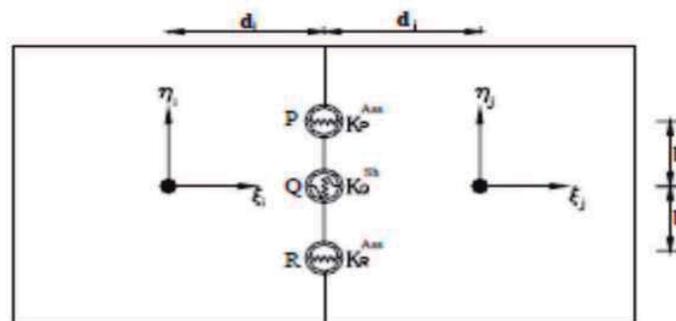


Imagen 4.2. Conexión entre dos elementos rígidos contiguos, tomada de Casolo y Peña 2004.





La mampostería se considera como un material deformable, pero esta deformación se concentra en los puntos de conexión; mientras que, los elementos no son deformables. Cada uno de los puntos de conexión son cinemáticamente independientes entre ellos, pero se encuentran relacionados por la ley constitutiva del material. En otras palabras, los puntos de conexión representan las características mecánicas de la mampostería, pero al mismo tiempo, representan la capacidad del modelo de tomar en cuenta la separación y el deslizamiento entre elementos.

El método de los elementos rígidos es considerado como un modelo semicontinuo ya que en un modelo continuo, existe una compatibilidad de deformaciones entre los elementos que comparten nodos en común. En el método de los elementos rígidos, puede haber un movimiento relativo entre elementos, pero las conectividades iniciales no cambian, existiendo una continuidad relativa entre elementos. La sobreposición, separación y deslizamiento entre elementos indican compresión, tensión y cortante respectivamente. El movimiento de cada uno de los elementos es considerado independiente, ya que las estructuras de mampostería no pueden ser consideradas continuas, porque parte de su deformación se debe al movimiento relativo entre elementos, pero las conexiones iniciales entre ellos nunca cambian.

4.2.2 Formulación matemática del método.

4.2.2.1 Cinemática.

Un muro de mampostería es considerado como un cuerpo rígido Ω en un plano bidimensional particionado entre m elementos cuadriláteros, de tal manera que ningún vértice de un elemento se encuentre en el borde o arista de otro elemento. Un marco de referencia local $\{o^i, \xi^i, \eta^i\}$, cuyos ejes son inicialmente paralelos al marco de referencia en el suelo $\{O, x, y\}$, se fija en el baricentro de cada elemento o^i . Los elementos son rígidos, así que la configuración desplazada del modelo discreto se describe por la posición de dicho marco local de referencia (ver imagen 4.3. Tomada de Casolo y Peña, 2007).

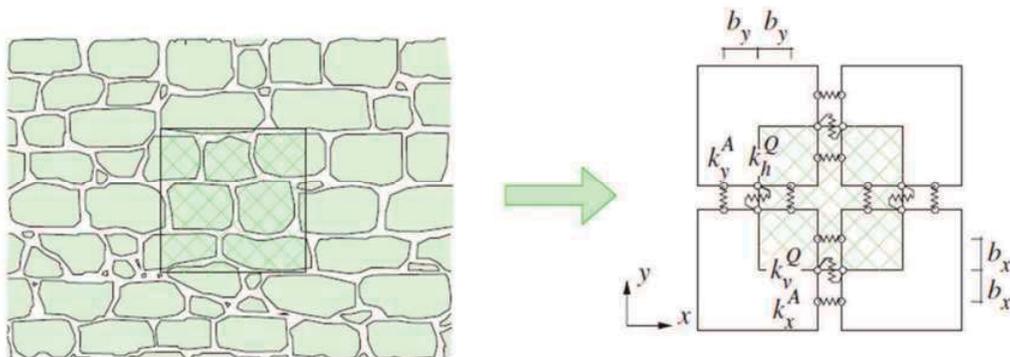


Imagen 4.3. Ejemplo de modelado de un muro de mampostería irregular.





Los componentes de traslación u_i, v_i y el ángulo de rotación ψ_i asociados con cada elemento, y se introducen dentro del vector de coordenadas lagrangianas $\{u\}$. Las cargas, incluso las fuerzas de inercia, son condensadas dentro de las tres resultantes asociadas con cada elemento: las fuerzas p_i y q_i aplicadas en el centride de los elementos, toman en cuenta la geometría inicial sin deformación, y se acopla μ_i . Son ensamblados dentro del vector de cargas externas $\{p\}$ que se conjuga en el trabajo virtual con el vector $\{u\}$ como sigue:

$$\{u\}^T = \{u_1, v_1, \psi_1, u_2, v_2, \psi_2 \dots, u_m, v_m, \psi_m\} \quad (4.1)$$

$$\{P\}^T = \{p_1, q_1, \mu_1, p_2, q_2, \mu_2 \dots, p_m, q_m, \mu_m\} \quad (4.2)$$

Los elementos son interconectados por una línea de resortes colocados a lo largo de cada arista, dichos puntos son llamados P, Q y R (imagen 4.2). El promedio de las tres medidas de deformación son asociadas con este mecanismo de conexión: las deformaciones axiales, ε^P y ε^R son asociados con los volúmenes de pertinencia V^P y V^R , mientras que la deformación a cortante ε^Q está asociado con el volumen $V^Q = V^P + V^R$.

Considerando un modelo discreto con r lados que conectan a todos los elementos. El vector de deformación generalizado $\{\varepsilon\}$ y la matriz diagonal de volúmenes de pertinencia $[V]$ se definen como sigue:

$$\{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_1^P, \varepsilon_1^Q, \varepsilon_1^R, \varepsilon_2^P, \varepsilon_2^Q, \varepsilon_2^R, \dots, \varepsilon_r^P, \varepsilon_r^Q, \varepsilon_r^R\} \quad (4.3)$$

$$[V]^T = \text{Diag}\{V_1^P, V_1^Q, V_1^R, V_2^P, V_2^Q, V_2^R, \dots, V_r^P, V_r^Q, V_r^R\} \quad (4.4)$$

Bajo la suposición de pequeños desplazamientos, la relación desplazamiento – deformación puede ser expresada considerando una matriz $[B]$ de $3r \times 3m$, como se muestra:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u\} \quad (4.5)$$

4.2.2.2 Efectos de inercia.

La velocidad absoluta de cada elemento rígido está dada por la suma de la velocidad $\{\dot{u}\}$ relativa al suelo más la velocidad en la base del suelo $\{\dot{u}_g\}$. La masa de cada elemento m_i y el momento polar de inercia t_i alrededor del baricentro, son insertadas dentro de la matriz diagonal generalizada de masas:

$$[M] = \text{Diag}\{m_1, m_1, t_1, m_2, m_2, t_2 \dots, m_m, m_m, t_m\} \quad (4.6)$$

La energía cinética de todo el sistema discreto es:





$$\mathfrak{F}_f^e = \frac{1}{2}(\{\dot{u}\} + \{\dot{u}_g\})^T [M](\{\dot{u}\} + \{\dot{u}_g\}) \quad (4.7)$$

Y su primera derivada con respecto a una derivada arbitraria de coordenadas lagrangianas $\{\delta u\}$ es:

$$\delta \mathfrak{F} = -([M]\{\ddot{u}\} + [M]\{\dot{u}_g\})^T \{\delta u\} \quad (4.8)$$

4.2.2.3 Efectos de la viscosidad.

Para deformaciones muy pequeñas, que no implica ningún daño, la energía disipada se modela por medio de una matriz de viscosidad constante $[C]$ proporcional a la matriz de masas $[C] = a_0[M]$, así, el trabajo virtual de las fuerzas de viscosidad de todo el sistema es:

$$\delta \mathcal{W}^d = -([C]\{\dot{u}\})^T \{\delta u\} \quad (4.9)$$

Este tipo de amortiguamiento esencialmente actúa en los principales modos para frecuencias bajas, mientras que los modos superiores son amortiguados mediante la adopción de una disipación numérica que en este caso específico consiste en asignar los valores $\beta = 0.3025$ y $\varepsilon = 0.6$ para los parámetros de Newmark en cada paso de integración.

4.2.2.4 Efectos elasto-plásticos.

Una medida del esfuerzo y el trabajo conjugado para la deformación, es asignada para cada conexión de resortes, y es ensamblado dentro del vector $\{\sigma\}$ de la siguiente manera:

$$\{\sigma\}^T = \{\sigma_1^P, \sigma_1^Q, \sigma_1^R, \sigma_2^P, \sigma_2^Q, \sigma_2^R, \dots, \sigma_r^P, \sigma_r^Q, \sigma_r^R\} \quad (4.10)$$

En el campo elasto-plástico, el esfuerzo σ y la rigidez tangente k de cada resorte dependerá de toda la historia pasada de histéresis (designado por el símbolo Φ). Dado el valor σ^0 para el esfuerzo de un resorte genérico para un instante de tiempo t_i , la expresión (4.11) es lineal con respecto al incremento de deformación $\Delta\varepsilon$, se adopta para el esfuerzo generalizado en un instante de tiempo $t \in [t_i, t_{i+1}]$:

$$\sigma(t, \Phi) = \sigma^0(t_i, \Phi) + k(t_i, \Phi)\Delta\varepsilon \quad (4.11)$$

La matriz local de rigidez tangente $[D_t]$ de la conexión de los resortes está definido por:





$$[D_t] = \text{Diag}[k_1^P, k_1^Q, k_1^R, k_2^P, k_2^Q, k_2^R, \dots, k_r^P, k_r^Q, k_r^R] \quad (4.12)$$

Por lo tanto, el trabajo virtual total realizado por las fuerzas elasto-plásticas es:

$$\begin{aligned} \delta \mathcal{W}^d &= -\{\sigma^0\}^T [V] \{\delta \varepsilon\} - [\Delta \varepsilon]^T [V] [D_t] \{\delta \varepsilon\} \\ &= -(\{f^0\} + [k_t] \{\Delta u\})^T \{\delta u\} \end{aligned} \quad (4.13)$$

donde

$\{f^0\}$, es el vector de fuerzas generalizado

$[k_t]$, la matriz de rigidez tangente generalizada, y quedan definidas como:

$$\{f^0\}^T = \{\sigma^0\}^T [V] [B] \quad (4.14)$$

$$[K_t] = [B]^T [V] [D_t] [B] \quad (4.15)$$

4.2.3 Ecuación de movimiento.

Al utilizar el principio Hamilton y el teorema fundamental del cálculo diferencial, el siguiente sistema de ecuaciones Euler-Lagrange es obtenido de la siguiente forma:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + \{f^0\} + [K_t] \{\Delta u\} = -[M] \{\ddot{u}_g\} \quad (4.16)$$

El tiempo de integración se realiza a través del esquema implícito de Newmark, e iteraciones completas de Newton-Raphson se realizan en cada paso de tiempo hasta que se alcance la convergencia numérica.

4.2.4 Comportamiento mecánico de los puntos de conexión.

Las características elásticas de los puntos de conexión son asignadas de acuerdo al criterio de equivalencia de energía de deformación. Dos pruebas elásticas, una a cortante simétrico y dos de flexión son usadas para la identificación de los parámetros (Peña, 2001). El comportamiento monótono e histórico de los puntos de conexión son asignados con una base fenomenológica. Los puntos de conexión a cortante se definen con una rigidez y resistencia simétrica. La respuesta plástica de cada uno de los puntos de conexión axiales son independientes entre sí, mientras que los puntos de conexión a cortante se relacionan con los puntos de conexión axiales mediante el criterio de falla Mohr – Coulomb (Peña, 2001).





4.3 PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL RIGID.

El programa a utilizar es el RIGID para el análisis dinámico no-lineal de estructuras de mampostería, el cual se basa en el método de los elementos rígidos, que ha sido desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por el grupo de Monumentos Históricos. Actualmente la versión liberada es la 0.4.1. Es sucesor del programa REM (considerada la versión 0.2.0) y que este es a su vez del QEM (considerada la versión 0.1.0), ambos programas realizados en el Departamento de Ingeniería Estructural, del Politécnico de Milán. Por otra parte es necesario utilizar otro programa llamado RIGIPLLOT, el cual se ocupa de crear archivos que puedan ser leídos por algún otro software de representación gráfica, con el fin de visualizar los estados de esfuerzos, deformaciones y de daños dentro del modelo analizado.

4.3.1 Principales características y limitaciones.

Como ya vimos el método de elementos rígidos esta formulado con la finalidad de no necesitar tantos elementos para analizar modelos de mampostería generados. Dicho lo anterior, se presentan limitaciones ya que el RIGID es un programa de análisis bidimensional lo que hacen pensar que fue realizado para el análisis de macroelementos de monumentos históricos. Es por esto que el programa solo permite: mil elementos rígidos, tres mil nodos, cincuenta lados restringidos o interfaces, quince materiales y cien mil puntos de acelerograma, que son en promedio suficientes para la mayoría de las estructuras de mampostería.

De las principales características que posee el programa es que hace análisis lineal, dinámico paso a paso no lineal y estático no lineal (push-over). De los cuales se entregan resultados de cortante basal para cada una de las interfaces, desplazamientos y fuerzas en los resortes horizontales, además de la energía disipada de cada elemento en cada incremento de tiempo.

Una de las características claves y más importantes son las leyes constitutivas, el RIGID cuenta con tres leyes constitutivas para definir el comportamiento axial de los materiales, las cuales son:

- Exponencial: el comportamiento a compresión del material se define mediante una ley exponencial (imagen 4.5. tomada manual RIGID, Peña et al). Para definir la curva esfuerzo-deformación con esta ley, únicamente se necesita la rigidez inicial del material (E_0) y la resistencia máxima a compresión (σ_c). La ecuación de la curva queda definida como:

$$\sigma = E_0 \varepsilon e^{\left(\frac{-\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)} \quad (4.17)$$





donde:

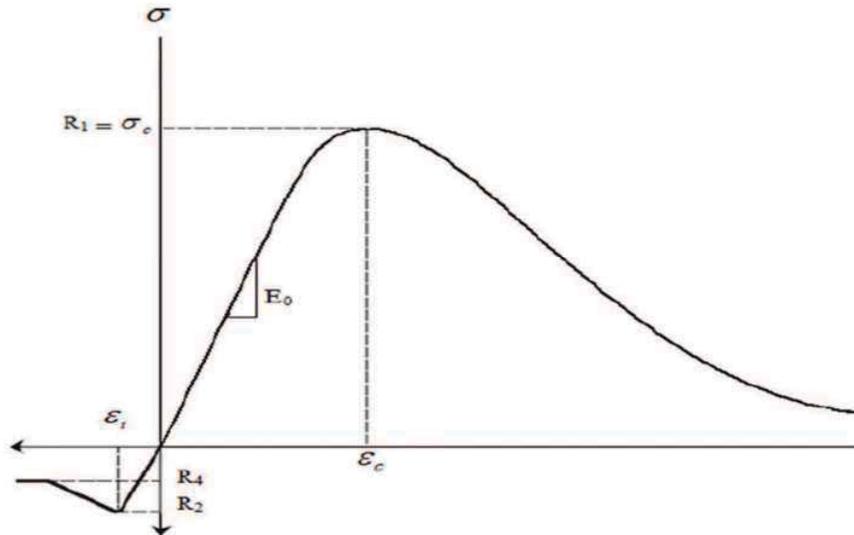


Imagen 4.5. Ley constitutiva exponencial (tomada manual RIGID, Peña et al).

E_0 , módulo de elasticidad inicial.

R_1 , resistencia máxima a compresión.

R_2 , resistencia máxima a tensión.

R_4 , resistencia residual a tensión.

ε_t , límite de deformación a tensión.

ε_c , límite de deformación a compresión y se obtiene:

$$\varepsilon_c = \left(\frac{\sigma_c}{E_0}\right) e \quad (18)$$

- Parabólica: la curva esfuerzo-deformación se define mediante una ley parabólica (imagen 4.6. tomada manual RIGID, Peña et al.), para la que es necesario determinar una resistencia a compresión residual, después de la cual el comportamiento del material es plástico. La curva se puede construir con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c^2}(\varepsilon + \varepsilon_c) + \sigma_c \quad (4.19)$$



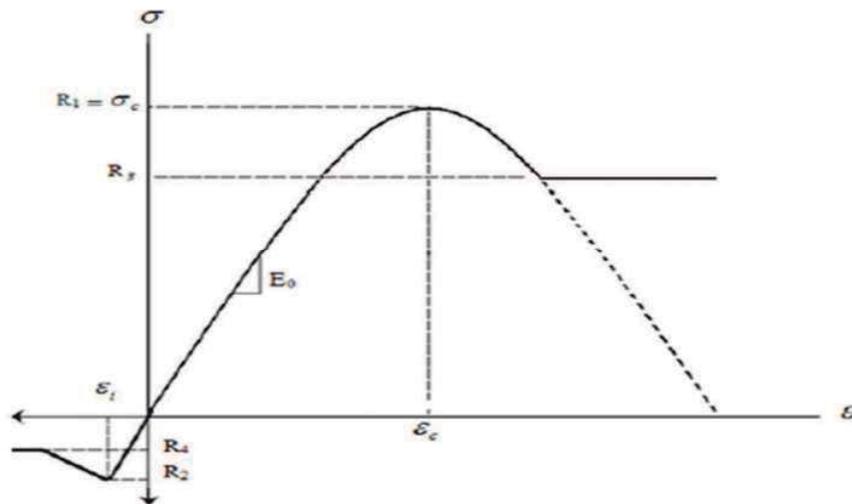


Imagen 4.6. Ley constitutiva parabólica (tomada manual RIGID, Peña et al).

donde:

E_0 , módulo de elasticidad inicial.

R_1 , resistencia máxima a compresión.

R_2 , resistencia máxima en tensión.

R_3 , resistencia última o residual a compresión.

R_4 , resistencia última o residual a tensión.

- Trilineal: ley constitutiva definida por tres segmentos de recta que determinan el comportamiento a compresión, con una prolongación de la recta en el cuadrante negativo que representa la resistencia a tensión de los materiales sujetos a esta ley (imagen 4.7. tomada manual RIGID, Peña et al).



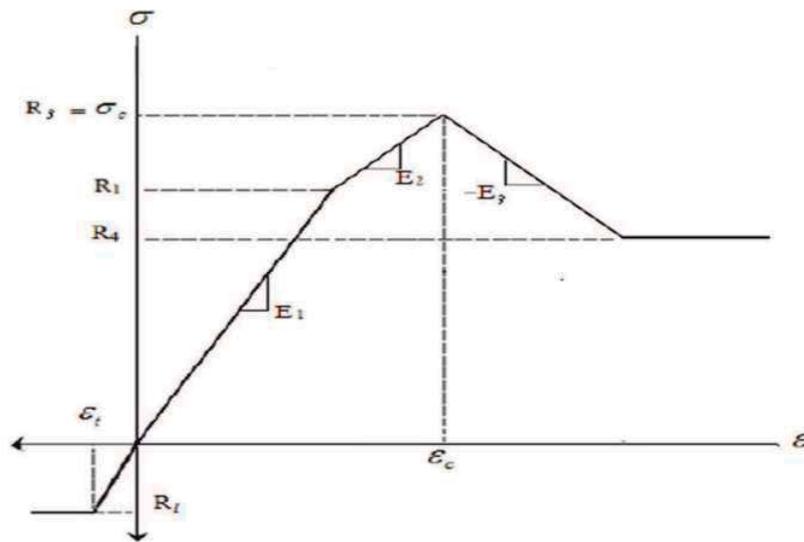


Imagen 4.7. Ley constitutiva trilineal (tomada manual RIGID, Peña et al).

donde:

E_1 , módulo de elasticidad correspondiente a la rigidez inicial, en la que el comportamiento es lineal.

E_2 , módulo de elasticidad con el que se comporta el material después de haber alcanzado el comportamiento lineal y hasta alcanzar la máxima resistencia a compresión.

E_3 , módulo de elasticidad en la fase de ablandamiento o pérdida de resistencia del material.

R_t , resistencia máxima a tensión.

R_1 , resistencia última alcanzada hasta el comportamiento lineal del material.

R_3 , resistencia máxima a compresión del material bajo esta ley constitutiva.

R_4 , resistencia residual a compresión.

ϵ_c , deformación máxima a compresión.

ϵ_t , deformación máxima a tensión.

La elección de una ley constitutiva adecuada para un modelo en específico, depende de la información que se tenga del comportamiento real del material que conforma el sistema estructural que se analizará.



CAPÍTULO 5

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL COLEGIO DE SAN NICOLÁS

5.1 INTRODUCCIÓN.

Dentro de este capítulo veremos detalladamente la metodología a seguir para el cálculo de la vulnerabilidad de los macroelementos a ser estudiados, sus principales características geométricas, mecánicas y la justificación sustentable de la selección de dichos elementos. Además de que se construirán las curvas de capacidad y espectros de capacidad con su representación normal y bilineal para cada uno de los modelos. Además se obtendrán los puntos de desempeño para dos demandas sísmicas obtenidas mediante estudios de peligro sísmico del sitio, para periodos de retorno de 475 años y 975 años.

Por último se estimaran para cada macroelemento y para ambos periodos de retorno, las probabilidades de que ocurran daños y sus tipos mediante la creación de curvas de fragilidad, lo cual nos permitirá conocer las zonas más vulnerables del edificio.





5.2 GEOMETRÍA DE LOS MACROELEMENTOS.

En un estudio previo realizado llamado “análisis sísmico para el Colegio Primitivo y Nacional de San Nicolás de Hidalgo” (Martínez e Infante, 2009), el cual se basó en un análisis modal espectral realizado al colegio mediante un modelo de elementos finitos lineales tridimensionales tipo placa (ver Imagen 5.1. Tomada de Martínez e Infante, 2009), se obtuvieron los estados de esfuerzos y desplazamientos más importantes en el sistema estructural del edificio. A partir de dicho estudio nos basaremos para discretizar al modelo tridimensional del Colegio de San Nicolás en los macroelementos más vulnerables (ver imágenes 5.2 a 5.7), y su comportamiento ante las demandas sísmicas del sitio con periodos de retorno de 475 años y 975 años.

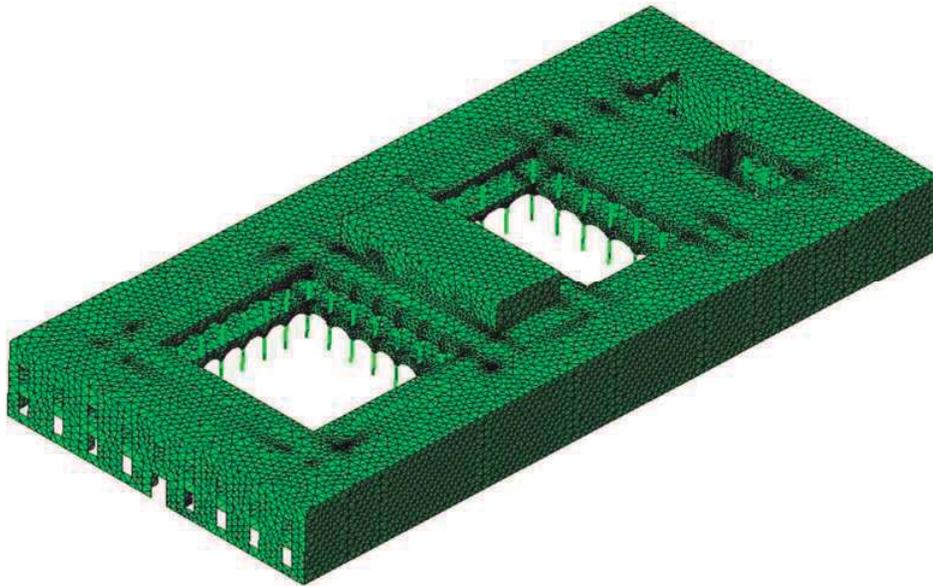


Imagen 5.1. Modelo tridimensional de elementos finitos del Colegio de San Nicolás (Martínez e Infante, 2009).

Los modelos fueron realizados en el programa *GID versión 10* dentro del cual se estructuraron las mallas de cada macroelemento, con el fin de que los elementos rígidos quedaran lo más uniformes posibles, ya que el programa *RIGID* trabaja con mejor precisión de esta manera.

La fachada sur fue elegida por ser la cara principal del Colegio de San Nicolás, que ha sido modificada y restaurada en varias ocasiones a lo largo de su historia. El modelo bidimensional (imagen 5.2) tiene una longitud de 43.37 m, altura total de 10.55 m, un espesor de 0.84 m en ambos niveles y una línea de elementos de 20 cm de altura con un espesor de 0.84, que tienen la finalidad de representar las losas de concreto, con un peso volumétrico incrementado para considerar dicho peso. El modelo se crea a partir de 327 elementos rígidos, 34 interfaces y dos materiales (tabla 5.1)





Nombre del material	Densidad de masa (kg/m ³)	Espesor de elementos (m)
Muros primer nivel	1600	0.84
Losa primer nivel	7657.143	0.84
Muros segundo nivel	1600	0.84
Losa segundo nivel	7657.143	0.84

Tabla 5.1. Propiedades de los elementos rígidos para la fachada Sur.

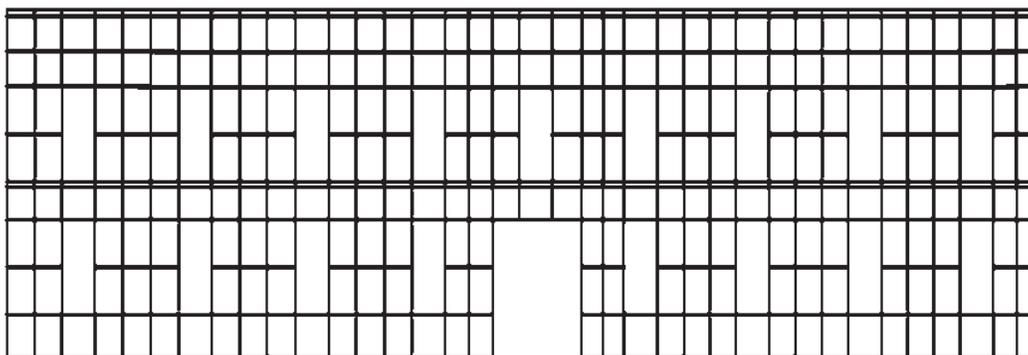


Imagen 5.2. Modelo de elementos rígidos para la fachada norte.

Como vimos en capítulos anteriores la fachada poniente es la que se ha visto modificada en gran medida, actualmente se ve afectada en ambas esquinas. El modelo realizado tiene una longitud de 90.77 m, altura de 10.55 m, con un ancho de muro de 1.5 m en el nivel inferior y 0.84 m en el nivel superior, lo conforman 370 elementos rígidos, 4 materiales diferentes (ver tabla 5.2) y 41 interfaces como se muestra en la imagen 5.3.

Nombre del material	Densidad de masa (kg/m ³)	Espesor de elementos (m)
Muro primer nivel	1600	1.5
Losa primer nivel	2720	7.5
Muro segundo nivel	1600	0.84
Losa segundo nivel	2579.2	7.5

Tabla 5.2. Propiedades de los elementos rígidos para la fachada poniente.



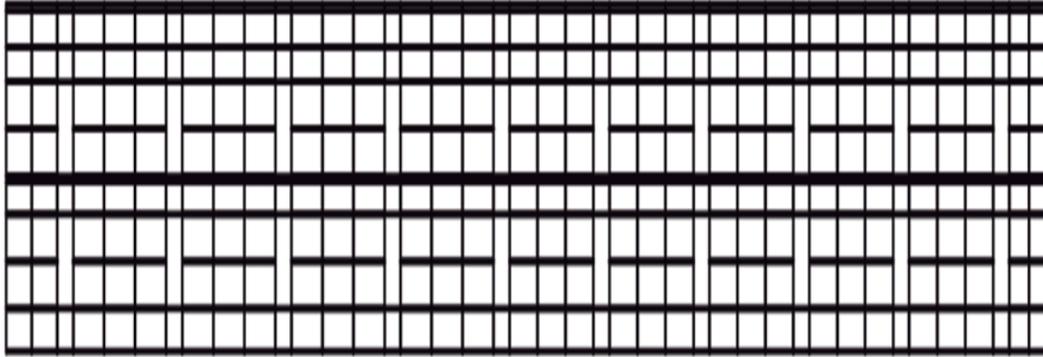


Imagen 5.3. Modelo de elementos rígidos para la fachada poniente.

La parte norte del Colegio es la más rígida de la estructura, aun así la fachada norte presenta daños que no se tiene la certeza si es por eventos sísmicos pasados, degradación de rigidez de la mampostería debido al intemperismo o algún otro motivo, es por esto que es de gran importancia su estudio de vulnerabilidad. El modelo tiene una longitud de 42.80 m, una altura de 10.55 m, espesor de muros de 0.84 m en ambos niveles, dos materiales (tabla 5.3), 304 elementos rígidos y 29 interfaces (imagen 5.4).

Nombre del material	Densidad de masa (kg/m^3)	Espesor de elementos (m)
Muro primer nivel	1600	0.84
Losa primer nivel	2694	2.175
Muro segundo nivel	1600	0.84
Losa segundo nivel	2694	2.175

Tabla 5.3. Propiedades de los elementos rígidos para la fachada norte.



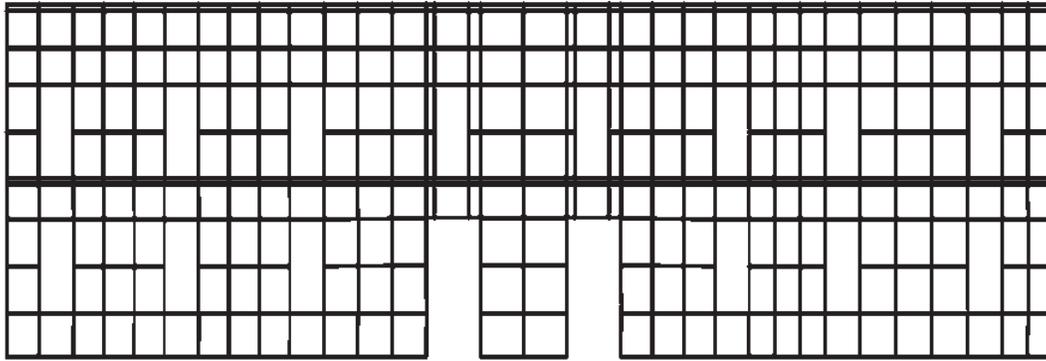


Imagen 5.4. Modelo de elementos rígidos para la fachada norte.

Las partes que se han visto más afectadas con el cambio de losas son las arcadas del primer y segundo patio, ya que como vimos con anterioridad han sufrido cambios de fuste de varias columnas y otras piezas para ambos (capítulo 3.2), es por esto que modelaremos las arcadas en las que se han presentado estos problemas estructurales reales y que además se pudieron corroborar en trabajos anteriores (Martínez e Infante, 2009).

La arcada sur del primer patio tiene la particularidad de conectarse con muros en sus extremos, que poseen un espesor mayor a los arcos. Para esto se creó un modelo con 316 elementos rígidos, 16 interfaces, 42.37 m de longitud, 10.55 m de altura, ancho de muros de 0.84 m, espesor de arcos 0.4 m (imagen 5.5) y 4 tipos de materiales para toda la estructura (tabla 5.4).

Nombre del material	Densidad de masa (kg/m ³)	Espesor de elementos (m)
Muro primer y segundo nivel	1600	0.84
Losa en muros primer y segundo nivel	2710	4.35
Arcos primer y segundo nivel	1600	0.4
Losa en arcos primer y segundo nivel	2694	2.175

Tabla 5.4. Propiedades de los elementos rígidos para la arcada sur del primer patio.



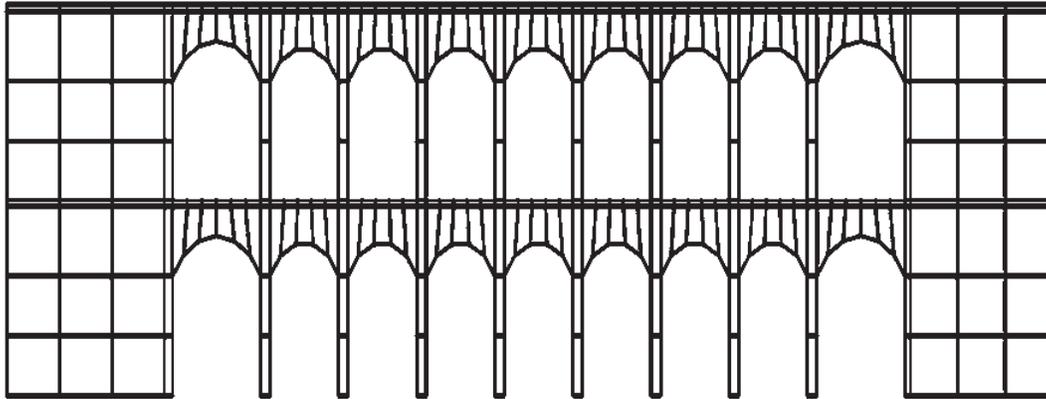


Imagen 5.5. Modelo de elementos rígidos para la arcada sur del primer patio.

El modelo creado para el sistema estructural formado por los arcos de la parte Este del primer y segundo patio, y el muro central de la biblioteca, tiene una longitud total de 61.74 m, de los que 9.10 m son del muro, una altura de 10.55 m para los dos niveles de arcos y 15.20 m para los tres niveles de totales. Dicho modelo está creado por 584 elementos rígidos, 20 puntos de interfaces (imagen 5.6) y 5 materiales diferentes que se muestran en la tabla 5.5.

Nombre del material	Densidad de masa (kg/m ³)	Espesor de elementos (m)
Muro primer a tercer nivel	1600	0.84
Losa en muros segundo nivel	2100	3.5
Losa en muro del tercer nivel	2100	2.0
Arcos primer y segundo nivel	1600	0.4
Losa en arcos primer y segundo nivel	2100	1.5

Tabla 5.5. Propiedades de los elementos rígidos para la arcada sur del primer patio.



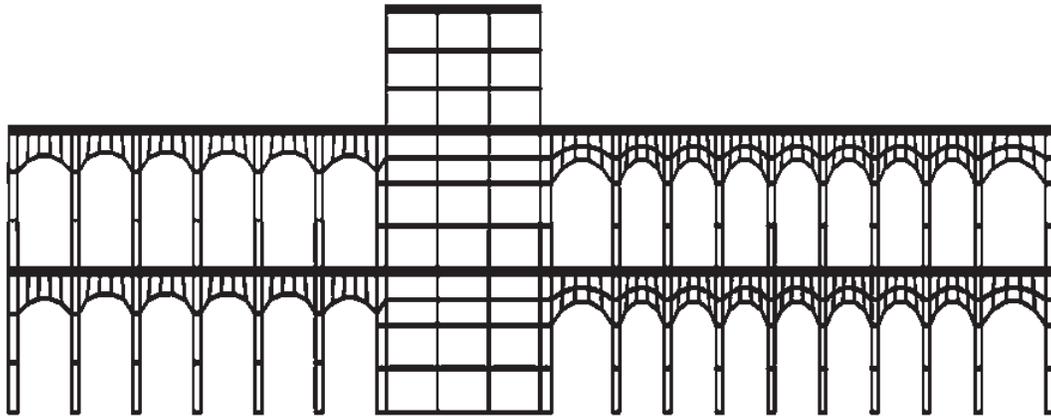


Imagen 5.6. Modelo de elementos rígidos para la arcada Este del primer y segundo patio.

Un último modelo se realizó de la arcada norte del primer patio, ya que este no se apoya en muros y prácticamente los arcos quedan sin apoyo lateral. El modelo cuenta con dos materiales distintos (tabla 5.6), una longitud de 30.34 m, altura de 10.55 m, 260 elementos rígidos y 10 interfaces (imagen 5.7).

Nombre del material	Densidad de masa (kg/m^3)	Espesor de elementos (m)
Arcos primer nivel	1600	0.4
Losa primer nivel	2704	2.15
Arcos segundo nivel	1600	0.4
Losa segundo nivel	2704	2.15

Tabla 5.6. Propiedades de los elementos rígidos para la arcada sur del primer patio.



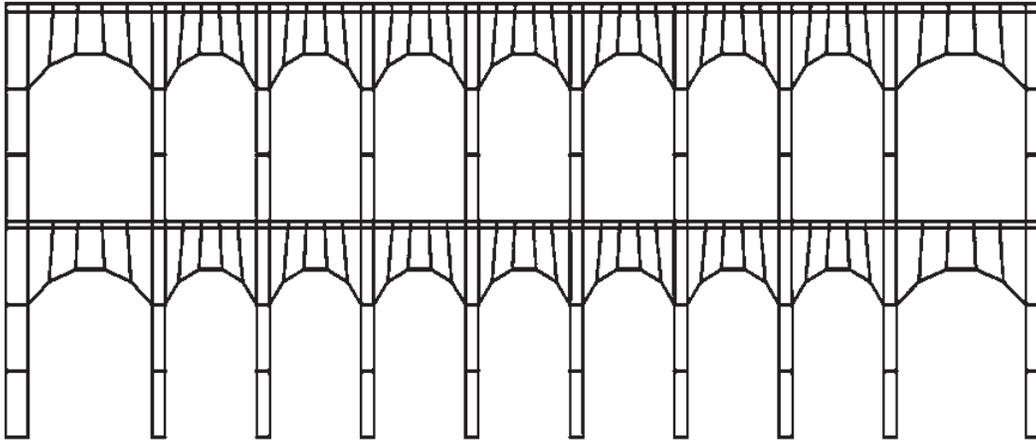


Imagen 5.7. Modelo de elementos rígidos para la arcada Norte del primer patio.

5.3 PASOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS MACROELEMENTOS.

Mediante la teoría de los elementos rígidos cada macroelemento fue sometido a un análisis estático no lineal, por lo que la fuerza lateral aplicada fue considerada proporcional a la masa total del mismo, para esto se aplicó una aceleración creciente hasta la falla siguiendo un acelerograma monotónico, con forma senoidal que simula a un primer modo de vibrar de la estructura (ver imagen 5.8).

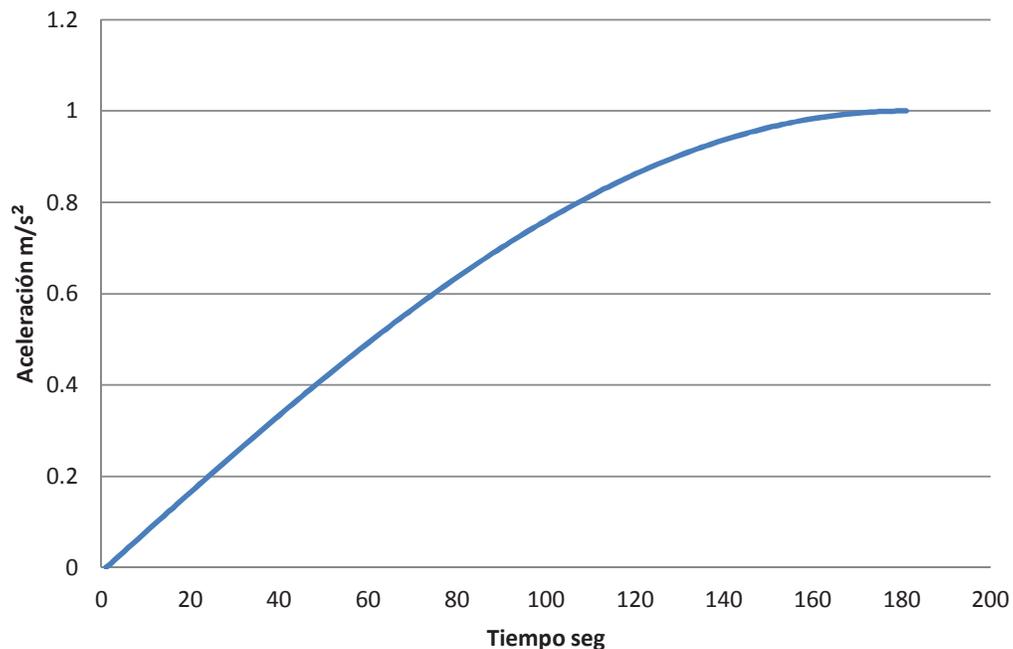


Imagen 5.8. Acelerograma monotónico para la aplicación de fuerzas laterales.





Lo anterior, con la finalidad de determinar la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los macroelementos vistos con anterioridad (imagen 5.2 a 5.7), siguiendo la metodología del *espectro de capacidad*, la cual requiere de un análisis de empuje incremental (push-over) y algunos otros parámetros propios de la física de cada macroelemento.

5.3.1 Curvas de capacidad para los macroelementos.

El inicio del estudio de vulnerabilidad comienza con la generación de las curvas de capacidad, en nuestro caso las formaremos graficando en el eje de las ordenadas el cortante basal contra el desplazamiento que sufre el elemento que se encuentra más próximo al centro de masas del modelo (en el eje de las abscisas), para cada incremento de tiempo. Es así, que en adelante veremos las curvas de capacidad para cada uno de los macroelementos y se describirán sus aspectos más importantes.

La fachada sur siendo el principal punto de acceso al recinto, es por tanto, una de las partes del edificio que más se necesita conservar. El análisis del modelo dio como resultado que la fachada sur tiene una capacidad de resistir el 71.25 por ciento de su peso, aplicado de manera lateral el cual somete al sistema a un cortante basal de 433.98 toneladas y a un desplazamiento de 6.19 milímetros (imagen 5.9).

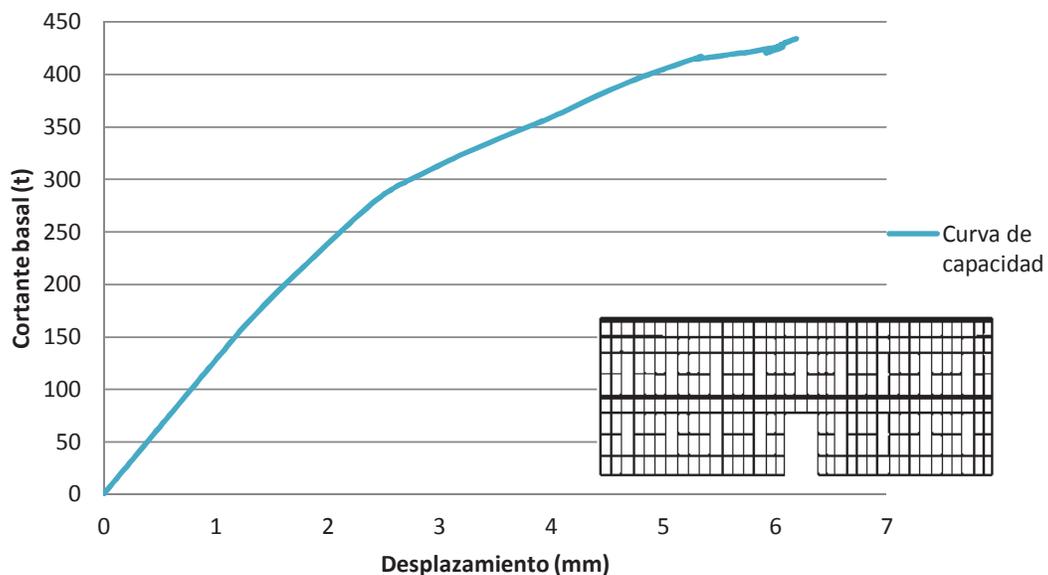


Imagen 5.9. Curva de capacidad para la fachada principal.





La fachada poniente es la que presenta la mayor capacidad para soportar cargas laterales de todos los macroelementos analizados, resistiendo en teoría más de su propio peso aplicado horizontalmente con un cortante basal de 2427.77 toneladas, equivalentes al 109.33 por ciento del peso total del macroelemento. El desplazamiento asociado a dicha carga es de 2.76 milímetros, lo que nos permite observar que la fachada es muy rígida, y se evidencia en la curva ya que muestra una zona de comportamiento no lineal muy pequeña, comparada con el resto de la curva (imagen 5.10). Lo anterior expone una incertidumbre más a la naturaleza real de los daños presentados físicamente en la fachada poniente.

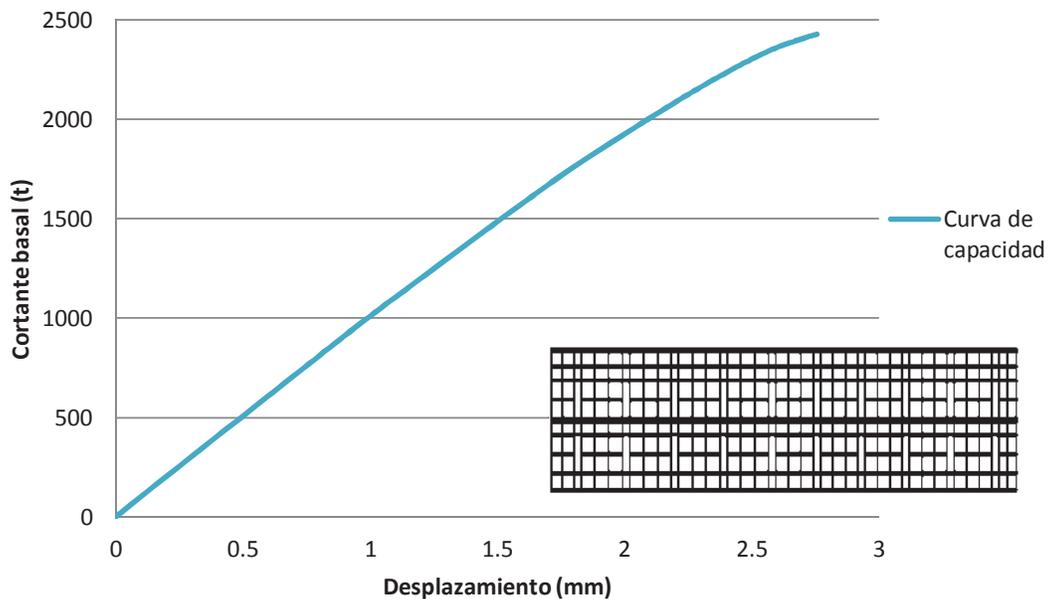


Imagen 5.10. Curva de capacidad para la fachada principal.

La masa del modelo de la fachada norte se aceleró hasta alcanzar 7.875 m/s^2 lo equivalente a aplicar una fuerza lateral del 80.23 por ciento del peso de la estructura, teniendo con esto un cortante basal de 458.98 toneladas y un desplazamiento de 4.42 milímetros (imagen 5.11). El comportamiento no-lineal del modelo queda muy bien definido y donde se pueden corroborar que los resultados obtenidos en el análisis tienen congruencia, esto comparando esta curva, con la obtenida para la fachada sur que entrega una menor capacidad de soportar cargas laterales, pero una mayor capacidad de desplazamiento, debido a una aparente diferencia de flexibilidad entre ambos modelos, siendo más rígida la fachada norte por razones geométricas.



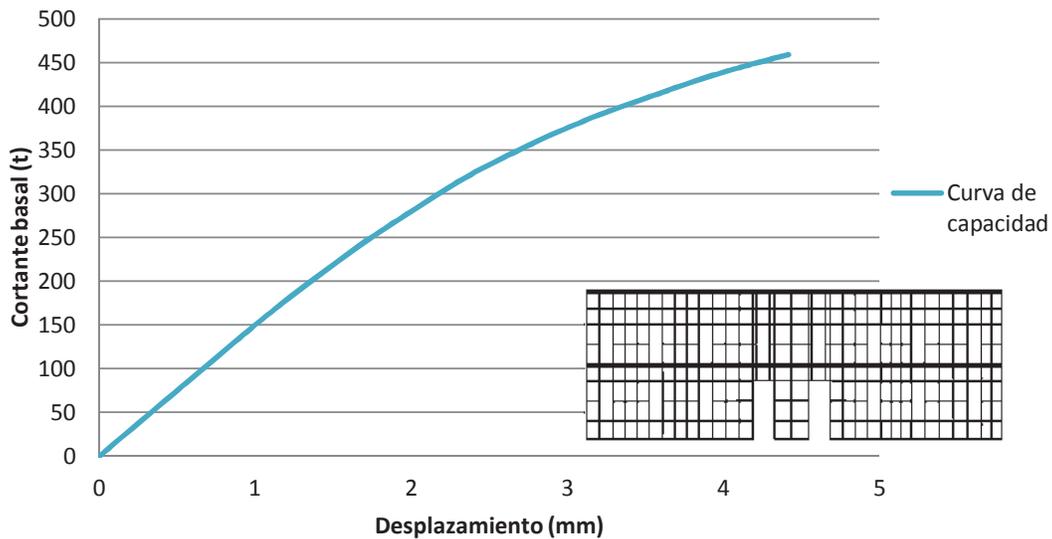


Imagen 5.11. Curva de capacidad para la fachada norte.

La capacidad presentada por la arcada sur del primer patio, tolera un cortante basal de 143.03t hasta la falla, lo que se significa que el edificio soporta aproximadamente un 39.5 por ciento de su peso total, que es de 362.095t, esto para un desplazamiento máximo de 9.42 mm (imagen 5.12). La rigidez que le proporcionan los muros extremos hacen que el modelo tenga una mayor capacidad de resistir cargas laterales, por lo contrario disminuyen su capacidad al desplazamiento, debido a que fallan las zonas de arcos próximas a los muros más lejanos al empuje, lo que se evidencia al comparar la capacidad de este modelo con el de la arcada norte del primer patio (ver imagen 5.12).

El máximo desplazamiento que se presentó dentro de un macroelemento fue para la arcada Este del primer y segundo patio, las cuales se conectan mediante un muro que delimita la biblioteca y el aula *Mater* del colegio (imagen 5.13). El modelo numérico de este macroelemento tuvo un desplazamiento máximo de 24.32 mm para un cortante basal de 180.41t, todo esto alcanzado hasta acelerar su masa en aproximadamente 59.23% de la gravedad, que es donde se presenta la falla del elemento. Cabe señalar que en este caso el rango de comportamiento no-lineal es mayor a cinco veces el comportamiento lineal, lo cual habla de la necesidad de analizar este tipo de estructuras de manera no-lineal.



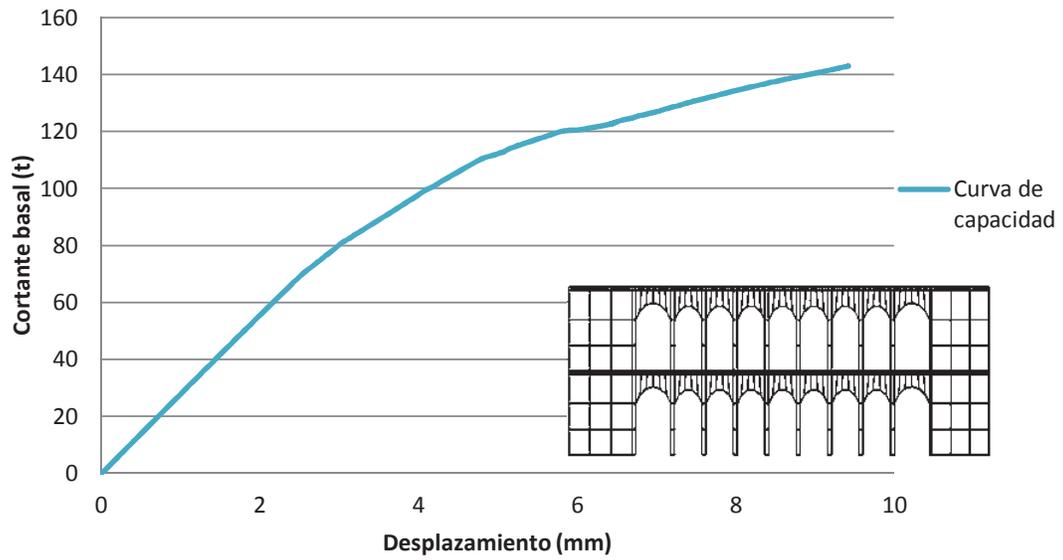


Imagen 5.12. Curva de capacidad para la arcada sur del primer patio.

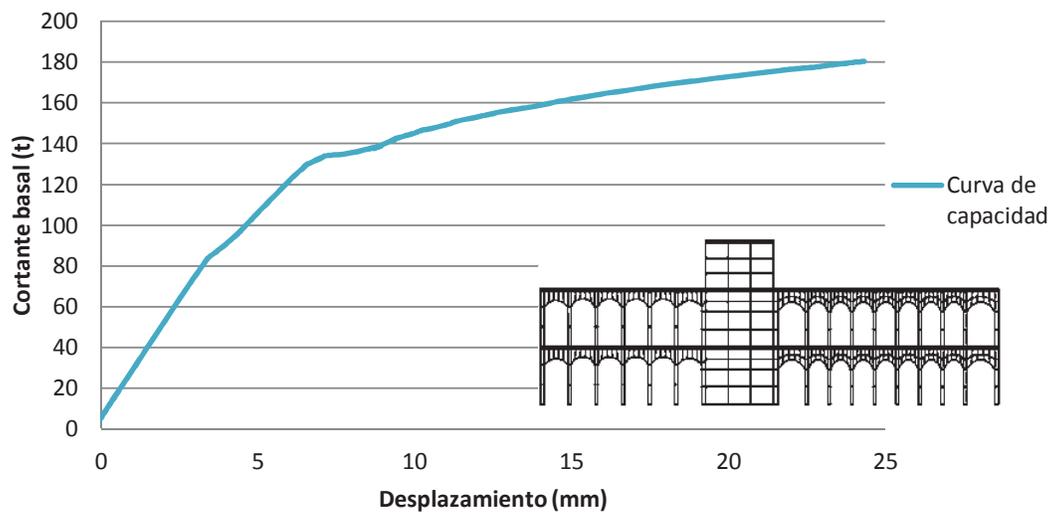


Imagen 5.13. Curva de capacidad para la arcada Este del primer patio y segundo patio.





El modelo que presentó la menor capacidad para resistir cargas laterales, fue la arcada norte del primer patio. La aceleración máxima aplicada de manera horizontal a este macroelemento fue de 6.73 por ciento de la fuerza de gravedad (0.66 m/s^2), lo que provoca un desplazamiento máximo de 14.934 mm y un cortante basal de 9.071t, hasta la ruptura (imagen 5.14). Lo que se aprecia es que se tiene un importante desplazamiento lateral ante una carga muy pequeña, comparada con el peso total del modelo que es de 141 toneladas. Haciendo evidente la poca capacidad que tiene la estructura de resistir cargas horizontales.

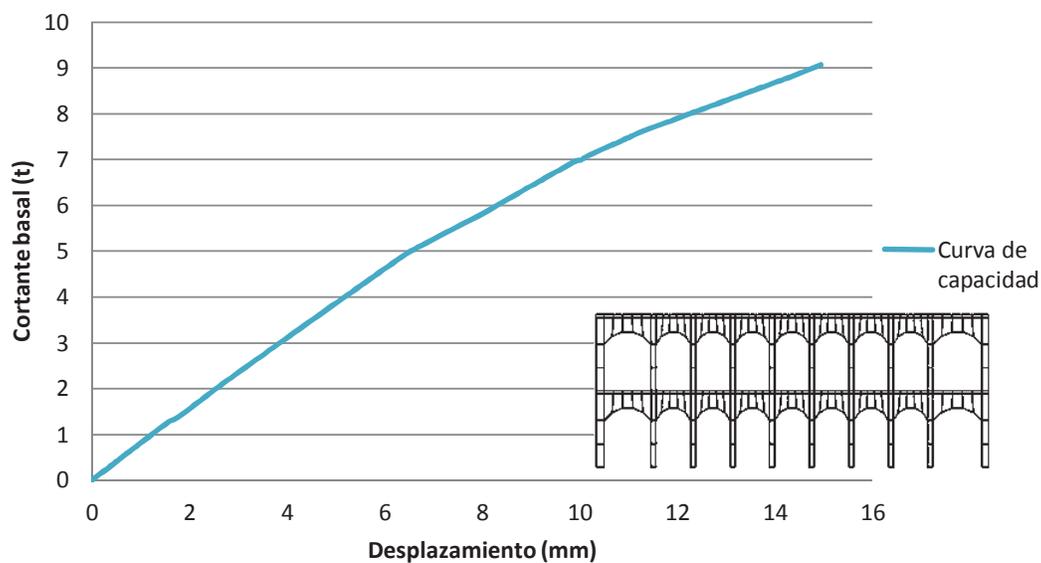


Imagen 5.14. Curva de capacidad para la arcada norte del primer patio.

5.3.2 Espectros de capacidad para los macroelementos.

Como vimos anteriormente para obtener la vulnerabilidad sísmica bajo el criterio del método del *espectro de capacidad* (capítulo 2.2.1.3.2), es conveniente cambiar la curva de capacidad a un espectro de capacidad, con la finalidad de manejar unidades congruentes con los espectros de demanda sísmica (S_a , S_d), a los que se verán sometidos teóricamente cada uno de los macroelementos del Colegio de San Nicolás. Por otra parte también comentamos la conveniencia de utilizar un espectro de capacidad bilineal, con el propósito de definir de manera más sencilla los puntos de cedencia y de la capacidad última, por tal motivo es que para fines de este estudio se presentaran, los espectros de capacidad normales y bilineales para cada sistema analizado.





Para el espectro de capacidad de la fachada norte se consideró un coeficiente de participación modal del 0.75 por ciento (Freeman, 1998), un peso de 591,407.88 kilogramos y una masa efectiva de 42,214.67 kg-s²/m, necesarios para convertir el desplazamiento del sistema en desplazamiento espectral y el cortante basal en pseudo-aceleración. Como se puede ver en la imagen 5.15, el S1GL del modelo tiene una capacidad mayor aumentado su resistencia a la aceleración de la gravedad hasta 92.98 por ciento, para un desplazamiento espectral de 0.006898 metros. Las coordenadas del espectro bilineal se muestran en la tabla 5.7.

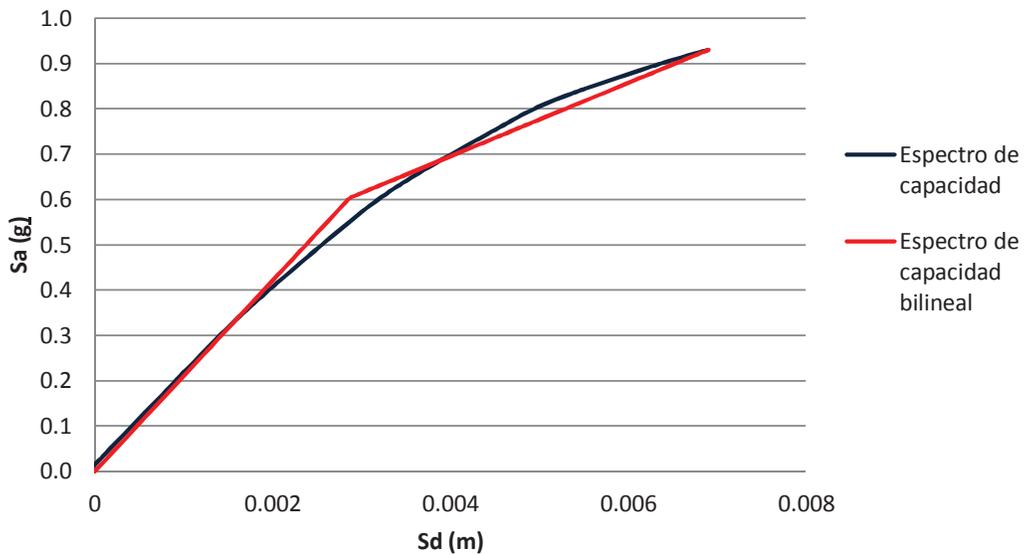


Imagen 5.15. Espectro de capacidad original y bilineal para la fachada principal.

Espectro bilineal	Sd (m)	Sa (g's)
Origen	0	0
Cedencia	0.00286749	0.6035701
Capacidad última	0.00689813	0.92976106

Imagen 5.7. Coordenadas del espectro bilineal para la fachada principal.

Atendiendo al orden establecido, la imagen 5.16 nos muestra el espectro de capacidad para la fachada poniente del colegio, la cual como ya mencionábamos es la





que tiene la mayor capacidad de todos los macroelementos analizados. La pseudo-aceleración máxima que en teoría puede aplicársele este macroelemento de 1.405 g, para un desplazamiento espectral máximo de 0.0037 m, teniendo predominantemente un comportamiento lineal, entrando a la no-linealidad hasta los 0.98g para un desplazamiento espectral de 0.0023 m. Para la conversión al espectro de capacidad se tomó un coeficiente de participación modal de 0.75 por ciento, por ser menor el obtenido en el análisis, un peso total de 2,303,975.52 kilogramos y una masa efectiva de 176,144.92 kg-s²/m. Las coordenadas que delimitan la fluencia y la capacidad última del espectro bilineal se presentan en la tabla 5.8.

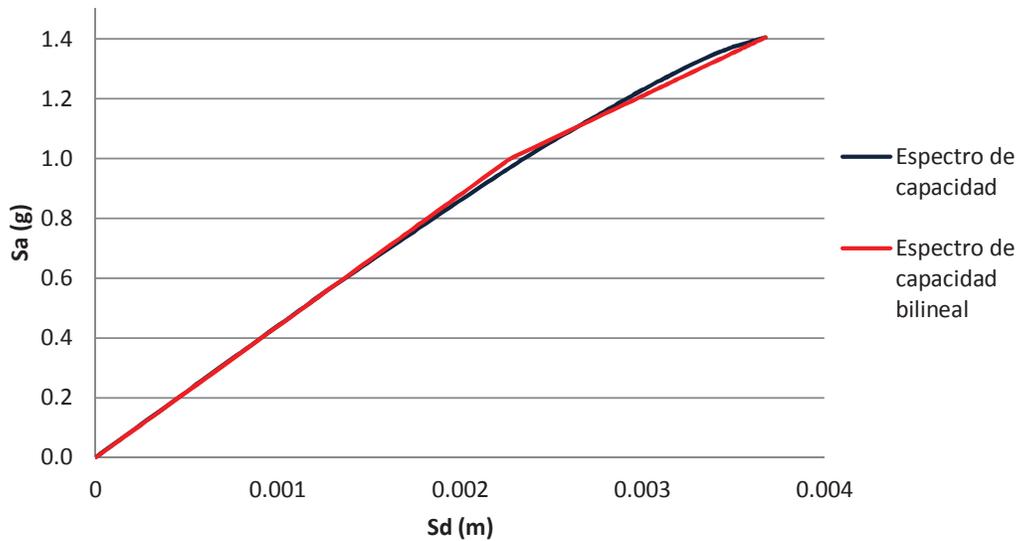


Imagen 5.16. Espectro de capacidad original y bilineal para la fachada poniente.

Espectro bilineal	Sd (m)	Sa (g's)
Origen	0	0
Cedencia	0.00227458	0.99946547
Capacidad última	0.00367453	1.40497378

Imagen 5.8. Coordenadas del espectro bilineal para la fachada poniente.

El espectro de capacidad de la fachada norte se construyó considerando un coeficiente de participación modal de 0.75 por ciento, una masa efectiva de 44,559.31





kg-s²/m y un peso de 582,835.83 kg. El sistema para este macroelemento tiene una capacidad de soportar 1.05g de pseudo-aceleración antes del colapso y un desplazamiento de 0.00589 m. La curva presenta un comportamiento lineal y no-lineal equilibrado (ver imagen 5.17). Esta curva tiene la particularidad de hacer notar que el espectro bilineal considera un límite de fluencia y desplazamiento mayores a los que pudiera tener el espectro de capacidad normal, justificando porque es discutido su uso. Las coordenadas del espectro bilineal para la fachada norte se muestran en la tabla 5.9.

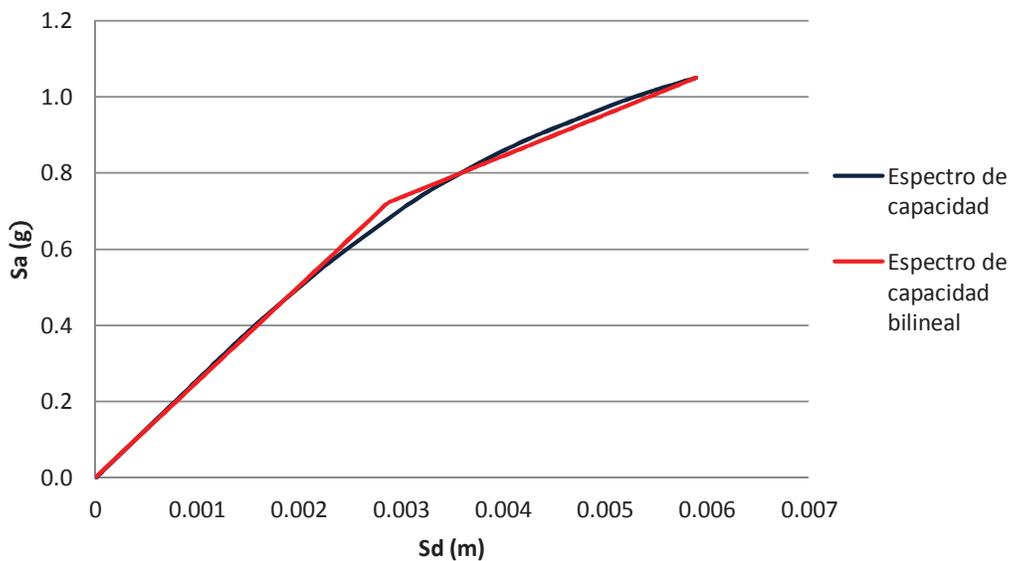


Imagen 5.17. Espectro de capacidad original y bilineal para la fachada norte.

Espectro bilineal	Sd (m)	Sa (g's)
Origen	0	0
Cedencia	0.00286961	0.72199678
Capacidad última	0.00589	1.05000189

Imagen 5.9. Coordenadas del espectro bilineal para la fachada norte.





Hasta ahora podemos apreciar que todas las fachadas del recinto tienen gran capacidad para soportar aceleraciones laterales altas, por lo que se ocupará una demanda sísmica grande para que pudieran ser afectadas por acciones dinámicas. Como ya se vio en estudios previos las arcadas de primer patio, son en especial muy susceptibles a sufrir daños ante las cargas sísmicas que pueden ocurrir en el sitio, por lo que es de gran interés el estudio de vulnerabilidad para estas zonas del edificio, sin embargo, se estudiarán arcadas del segundo patio con el motivo de cubrir la mayor parte de los macroelementos, teóricamente, más vulnerables del Colegio de San Nicolás.

El sistema de la arcada sur del primer patio tiene una capacidad de resistir pseudo-aceleraciones laterales antes de la falla, de alrededor del 53 por ciento de su peso multiplicado por la gravedad, equivalente a 190,707.52 kg, para un desplazamiento espectral de 0.0126 m (imagen 5.18). El espectro se creó a partir de un coeficiente de participación del primer modo de 0.75 por ciento, un peso total de 362,094.97 kg y una masa efectiva de 27,683.10 kg-s²/m. Las coordenadas del espectro bilineal se muestran en la tabla 5.10, con el que se trabajará para la evaluación de la vulnerabilidad de este elemento.

El coeficiente de participación modal ronda alrededor del 25 por ciento, para la arcada Este del primer y segundo patio, siendo la menor de todos los elementos analizados, por lo que se tuvo que trabajar con un 75 por ciento (Freeman, 1998). El espectro de capacidad llega a un desplazamiento espectral máximo de 0.03274 m y una pseudo-aceleración de 77.34 por ciento de la gravedad (imagen 5.19). Los límites para la representación bilineal del espectro de capacidad, se pueden observar en la tabla 5.11.

El primer modo de la arcada norte del primer patio es imperativamente el más dominante en su sistema, que lo visto para los otros elementos en donde tenía que utilizarse el 75 por ciento del coeficiente de participación modal por ser todos menores a este valor. Para este modelo se tiene un coeficiente de participación modal de 0.887 por ciento, un peso total de 141,043.25t y una masa efectiva de 12,749.96 kg-s²/m, con estos valores fue con los que se transformó la curva de capacidad al espectro de capacidad de este macroelemento (ver imagen 5.20), dando como resultado que se tenga una capacidad de soportar pseudo-aceleraciones del 7.25 por ciento su peso multiplicado por la gravedad, y un desplazamiento espectral de 0.0168 m. Las coordenadas del espectro de capacidad bilineal se muestran en la tabla 5.12 y en la que se puede apreciar que el desplazamiento espectral al cual se alcanza la cedencia es menor a la tercera parte del desplazamiento de último, lo que nos indica la alta ductilidad de este macroelemento.



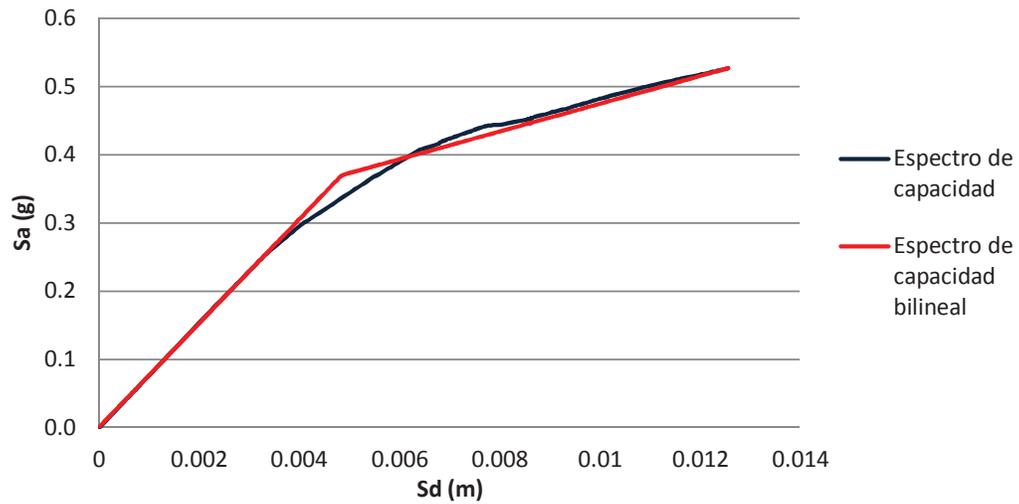


Imagen 5.18. Espectro de capacidad original y bilineal para la arcada sur del primer patio.

Espectro bilineal	S_d (m)	S_a (g's)
Origen	0.000	0.000
Cedencia	0.005	0.370
Capacidad última	0.013	0.527

Tabla 5.10. Coordenadas del espectro bilineal para la arcada sur del primer patio.

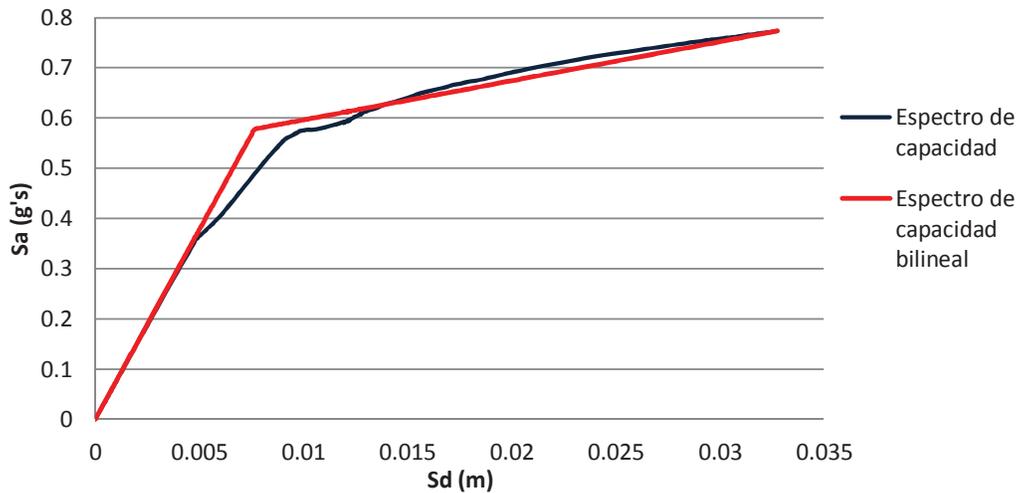


Imagen 5.19. Espectro de capacidad original y bilineal para la arcada Este del primer y segundo patio.





Espectro bilineal	Sd (m)	Sa (g's)
Origen	0	0
Cedencia	0.00764166	0.57799522
Capacidad última	0.0327242	0.7733487

Tabla 5.11. Coordenadas del espectro bilineal para la arcada Este del primer y segundo patio.

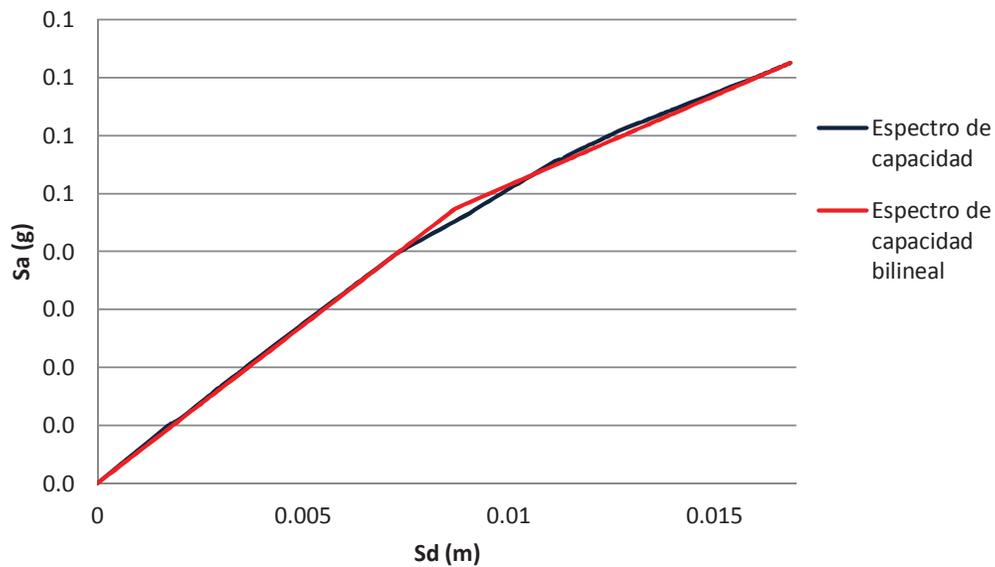


Imagen 5.20. Espectro de capacidad original y bilineal para la arcada norte del primer patio.

Espectro bilineal	Sd (m)	Sa (g's)
Origen	0	0
Cedencia	0.00871	0.04746
Capacidad última	0.01684	0.07253

Tabla 5.12. Coordenadas del espectro bilineal para la arcada norte del primer patio.





5.3.3 Espectros de demanda sísmica.

Para la presente investigación se utilizaron espectros de peligro apropiados específicamente para la ciudad de Morelia, tomando en cuenta terreno firme que es en el que se desplanta el Colegio de San Nicolás. Dichos espectros fueron desarrollados por José Manuel Jara guerrero (comunicación personal), las cuales incluye fuentes de subducción local y fallamiento normal. Para trabajar con unidades compatibles con los espectros de capacidad. Los cuales se calcularon utilizando métodos probabilistas, y se crearon para periodos de retorno de 475 y 975 años, ambos espectros de aceleraciones se muestran en la imagen 5.21 con formato pseudo-aceleración contra periodo. En los que se aprecia que para el sismo de 475 años, la aceleración espectral máxima esperada es de 3.85 m/s^2 ($0.3925g$) para un periodo de $0.15s$, mientras que para el sismo de 975 años se esperaría una aceleración máxima de 4.80 m/s^2 ($0.4893g$), aumentando un 25 por ciento en su ordenada espectral, pero presentándose prácticamente para el mismo periodo, se modificaron los espectros de demanda para que quedaran en un formato de pseudo-aceleraciones contra desplazamiento espectral (imagen 5.22), modificando el eje de las abscisas con la fórmula 2.19, que se recuerda en seguida.

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \tag{2.19}$$

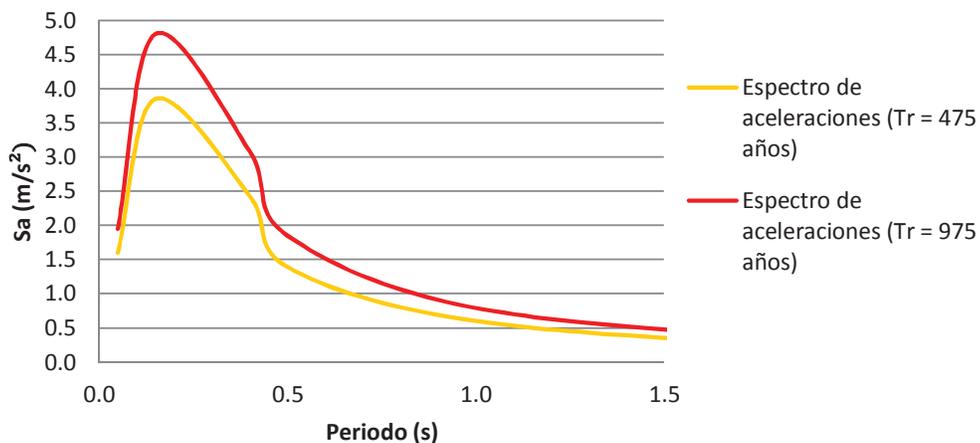


Imagen 5.21. Espectros de peligro uniforme.



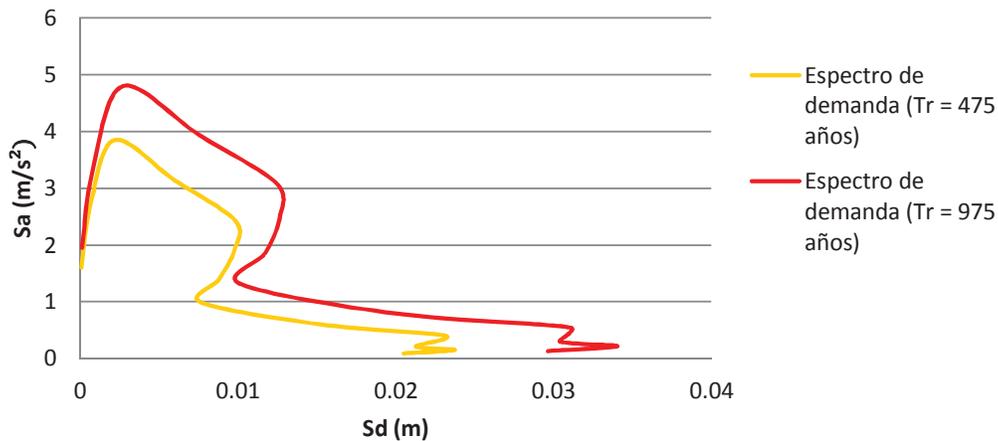


Imagen 5.22. Espectros de demanda.

5.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS MACROELEMENTOS PARA LOS SISMOS DE 475 Y 975 AÑOS.

Como primer paso para evaluar la vulnerabilidad de los macroelementos, encontraremos los puntos de desempeño, que en este caso de estudio se traduce en el máximo desplazamiento espectral solicitado a la estructura (en el área de gráfico se muestra la deformada del macroelemento en estudio), por cada una de las demandas sísmicas (periodo de retorno de 475 y 975 años). Posteriormente se generaran los modelos de fragilidad para cada elemento, con esto se determinará finalmente el tipo de daño y la probabilidad que se presenten en cada macroelemento, dependiendo de la demanda.

5.4.1 puntos de desempeño.

5.4.1.1 Puntos de desempeño para la fachada principal.

El máximo desplazamiento espectral solicitado por el sismo de 475 años a la fachada principal es de 1.98 mm, para una pseudo-aceleración de 3.78 m/s² (imagen 5.23), siendo un desplazamiento pequeño con el cual se espera que la estructura lo soporte en buena medida. Por otro lado, el sismo de 975 años le demandara a la estructura un desplazamiento aproximado de 2.3 mm y una pseudo-aceleración máxima de 4.78 m/s² (imagen 5.24), estando solo un 16 por ciento por encima del sismo de 475, años. Ambas demandas se encuentran dentro del comportamiento lineal de la estructura y prácticamente los puntos de desempeño cruzan por la máxima pseudo-aceleración del espectro de demanda.



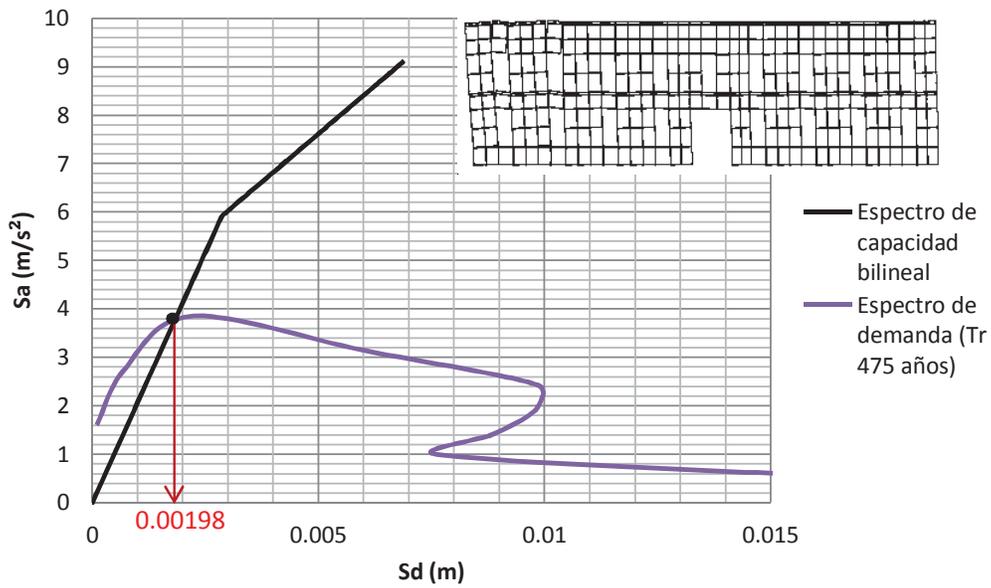


Imagen 5.23. Punto de desempeño de la fachada sur, para el sismo de 475 años.

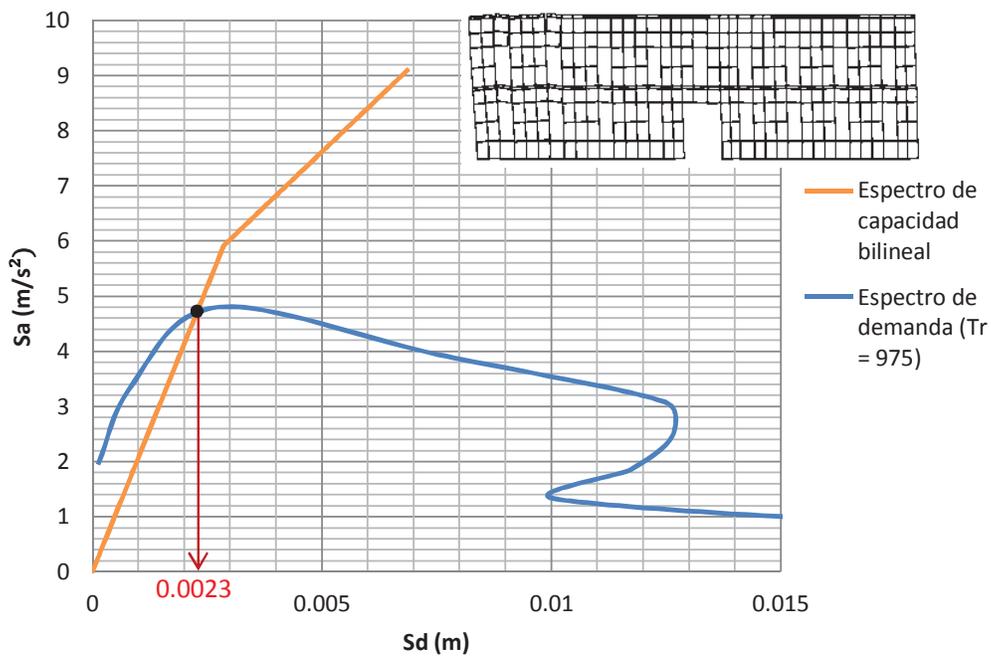


Imagen 5.24. Punto de desempeño de la fachada sur, para el sismo de 975 años.





5.4.1.2 Puntos de desempeño para la fachada poniente.

La fachada poniente se verá desplazada únicamente 0.55 mm y se presentara una aceleración de 2.5 m/s^2 ante el sismo de 475 años (imagen 5.25). El sismo de 975 años demanda 8.0 mm de desplazamiento espectral y una aceleración de 3.3 m/s^2 (imagen 5.26). La capacidad del macroelemento es mucho mayor a la demanda inducida por los sismos de estudio, por lo que se esperarían daños ligeros a nulos debido a que la demanda actúa dentro de una porción chica del comportamiento lineal.

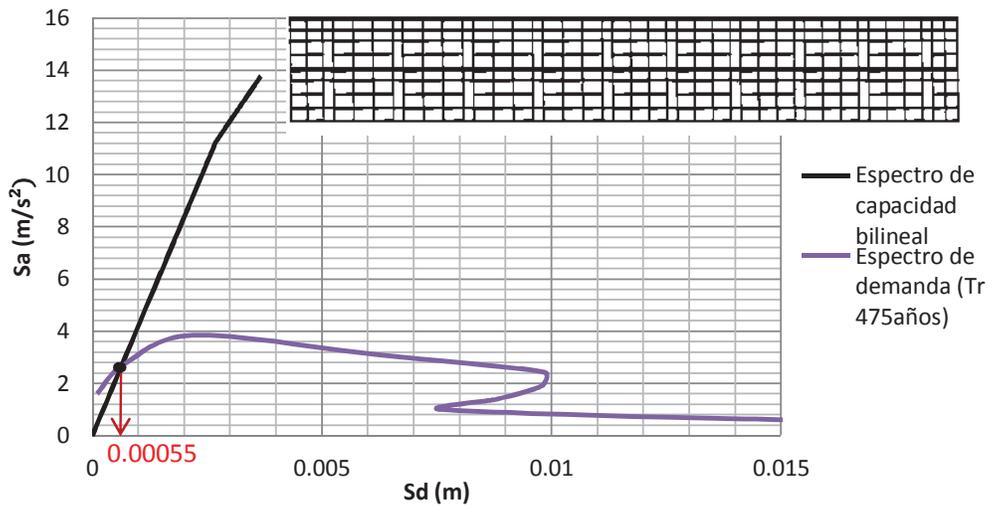


Imagen 5.25. Punto de desempeño de la fachada poniente, para el sismo de 475 años.

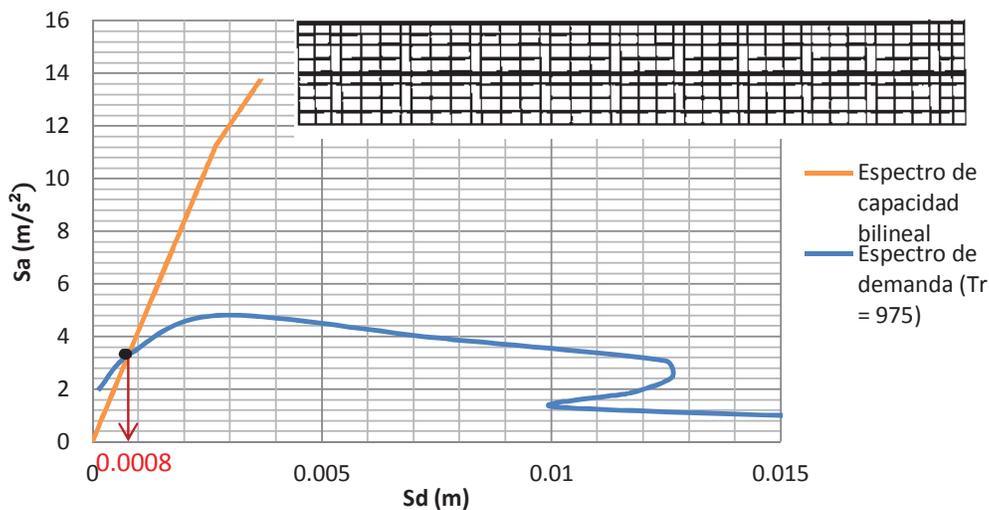


Imagen 5.26. Punto de desempeño de la fachada poniente, para el sismo de 975 años.





5.4.1.3 Puntos de desempeño para la fachada norte.

La sollicitación de desplazamiento y pseudo-aceleración a que se someterá la fachada norte mediante el espectro de demanda para el sismo de 475 años, será de 1.48 mm y 3.6 m/s² respectivamente (imagen 5.27). Mientras que el sismo con periodo de retorno de 975 años demandará de la estructura un desplazamiento espectral de 1.8 mm para una aceleración aproximada de 4.5 m/s² (imagen 5.28). De igual manera que las dos fachadas anteriores, las demandas aplicadas a este macroelemento están muy lejos de provocarle un daño de consideración.

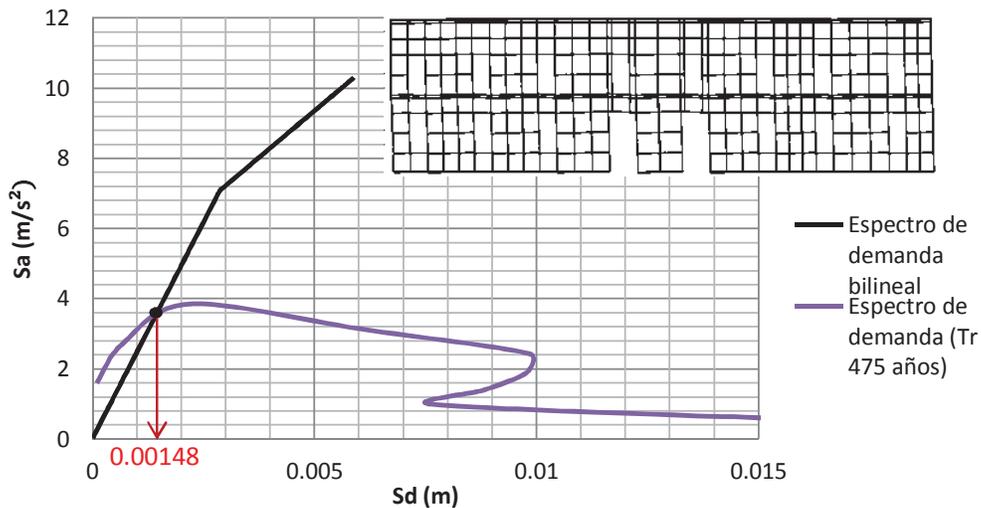


Imagen 5.27. Punto de desempeño de la fachada norte, para el sismo de 475 años.

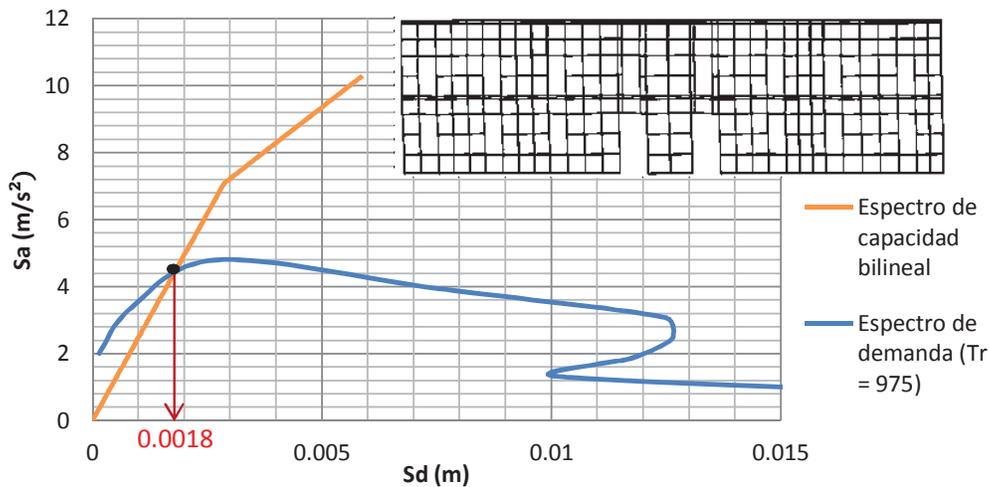


Imagen 5.28. Punto de desempeño de la fachada norte, para el sismo de 975 años.





5.4.1.4 Puntos de desempeño para la arcada sur del primer patio.

La arcada sur del primer patio se desplazará alrededor de 4.6 mm y tendrá una aceleración máxima de 3.45 m/s^2 , ante lo demandado por el sismo de 475 años, próximo a los límites del comportamiento no-lineal del elemento (imagen 5.29). El punto de desempeño para la demanda del sismo de 975 años se encuentra en la parte no-lineal del espectro de capacidad, por lo que se realizó una reducción del espectro de demanda, para un coeficiente $R_{\mu}=0.88$ (ecuación 2.25, cap. 2.2.1.3.5), con el cual se obtuvo que el desplazamiento que se presentará en el sistema de 5.8 mm y una aceleración máxima cercana a los 3.8 m/s^2 (imagen 5.30).

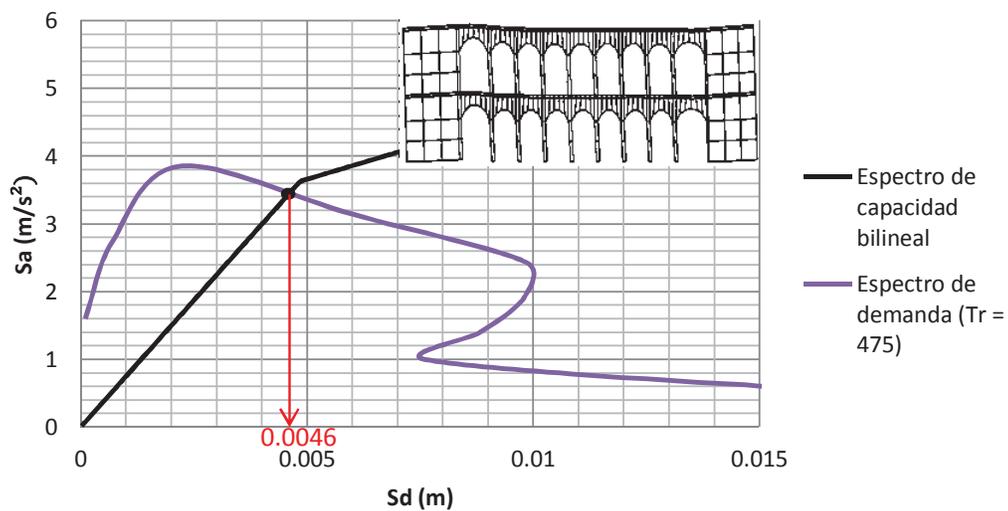


Imagen 5.29. Punto de desempeño de la arcada sur del primer patio, para el sismo de 475 años.

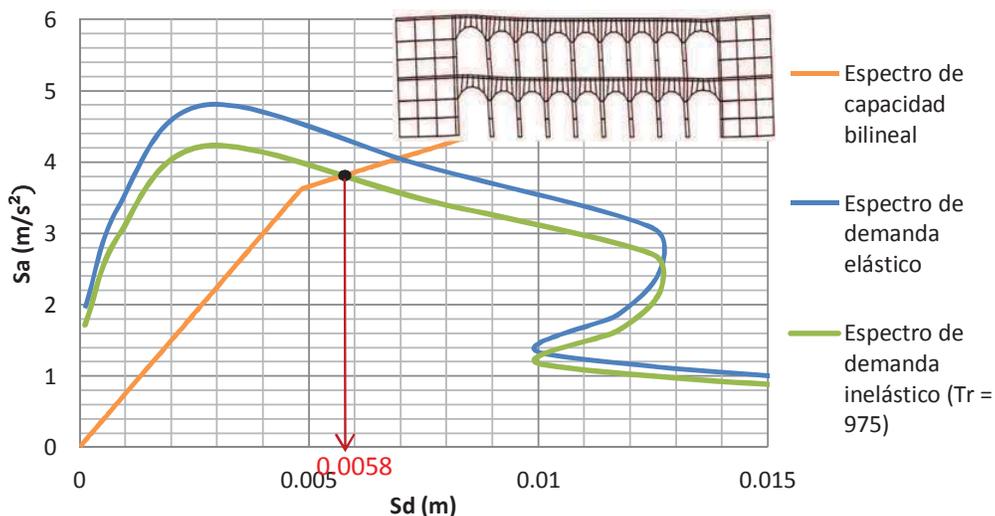


Imagen 5.30. Punto de desempeño de la arcada sur del primer patio, para el sismo de 975 años.





5.4.1.5 puntos de desempeño para la arcada este del primer y segundo patio.

El modelo más resistente dentro de los que están conformados por arcos, es la arcada este del primer y segundo patio ya que el punto de desempeño obtenido para ambas demandas, se encuentra dentro del rango elástico del espectro de capacidad bilineal. La demanda referente al sismo de 475 años provocará un desplazamiento espectral máximo de 0.0048 m y una pseudo-aceleración 3.41 m/s² (imagen 5.31), mientras que el sismo con periodo de retorno de 975 años, le demandará al macroelemento un desplazamiento espectral máximo de 0.0059 m y una pseudo-aceleración de 4.43 m/s², estando considerablemente por debajo del límite del comportamiento no-lineal (imagen 5.32).

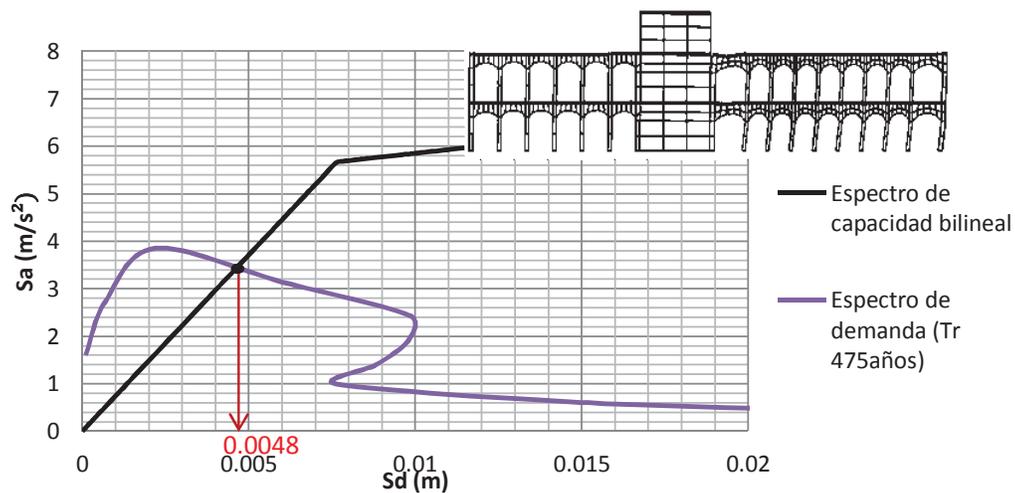


Imagen 5.31. Punto de desempeño de la arcada este, para el sismo de 475 años.

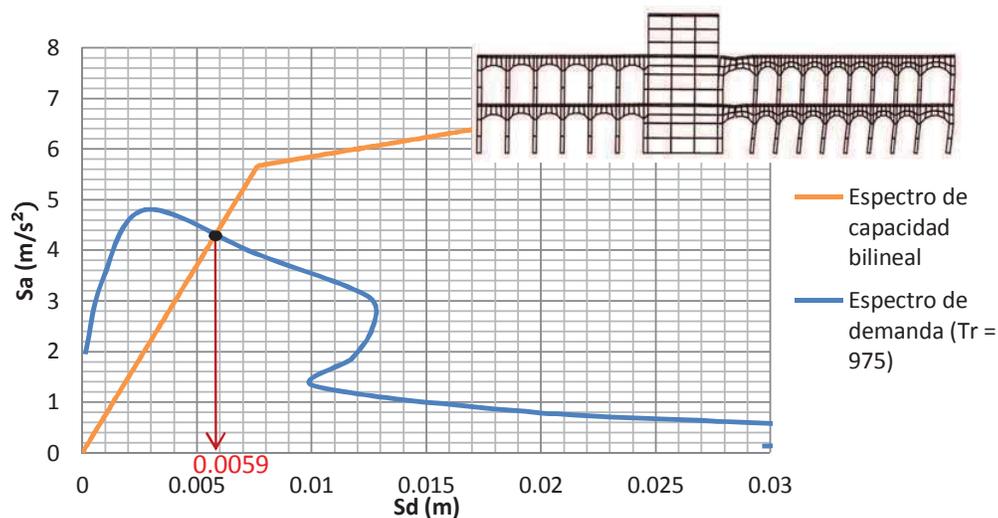


Imagen 5.32. Punto de desempeño de la arcada este, para el sismo de 975 años.





5.4.1.6 Puntos de desempeño para la arcada norte del primer patio.

El macroelemento más vulnerable encontrado dentro del Colegio de San Nicolás, es la arcada norte del primer patio, teniendo un desplazamiento máximo de 13 mm para una pseudo-aceleración 0.6 m/s^2 , esto para un espectro de demanda inelástico obtenido mediante la reducción del espectro de demanda elástico en un 87.5 por ciento ($R\mu=0.875$), para el sismo de 475 años. Dicha demanda se encuentra en el límite de la capacidad del sistema (imagen 5.33). En el caso del sismo de 975 años, el espectro de demanda y el de capacidad nunca cruzan, lo que significa que el macroelemento sometido a este sismo colapsaría (imagen 5.34).

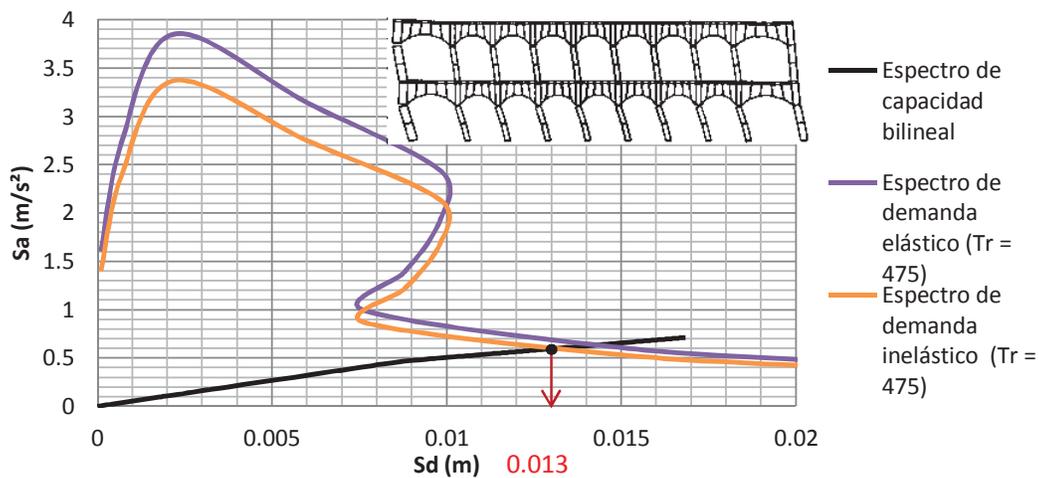


Imagen 5.33. Punto de desempeño de la arcada norte del primer patio, para el sismo de 475 años.

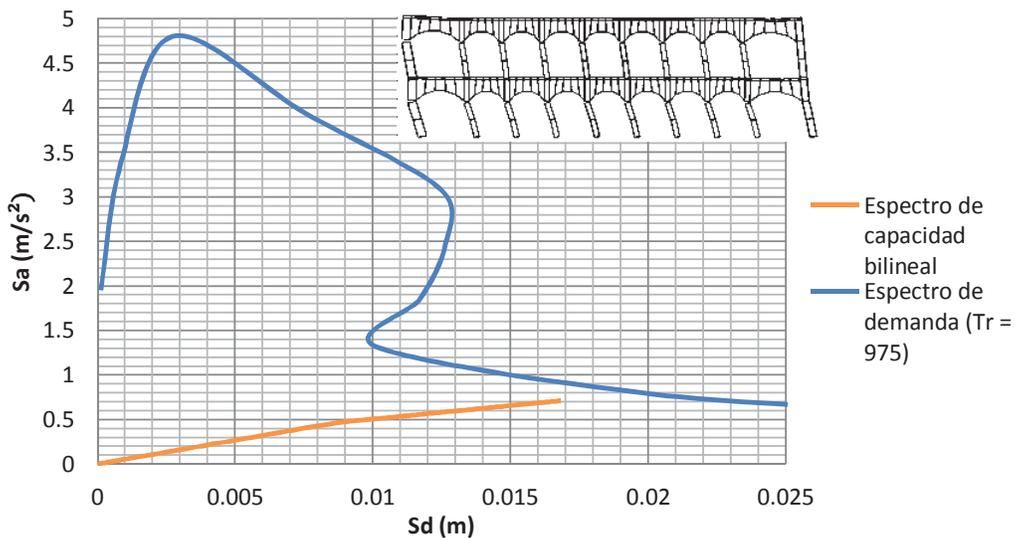


Imagen 5.34. Colapso teórico para la arcada norte del primer patio ante el sismo de 475 años.





5.4.2 Modelos de fragilidad.

Los modelos de fragilidad son una herramienta que nos permite evaluar el tipo y probabilidad de daño que se presentará en un sistema estructural, ante una determinada demanda sísmica. Las curvas de fragilidad fueron creadas con el formato desplazamiento espectral contra probabilidad de excedencia, con la finalidad de comparar el máximo desplazamiento generado por ambos sismos (475 y 975 años), para cada uno de los macroelementos, y así poder determinar la fragilidad esperada en cada sistema estructural. En las siguientes gráficas (imagen 5.35 a 5.39) se muestran los modelos de fragilidad para los diferentes macroelementos en estudio, además, se representan con una línea vertical en color negro el desplazamiento espectral máximo demandado a la estructura por el sismo de 475 años, y de forma análoga se marca con una línea de color rojo el desplazamiento demandado por el sismo de 975 años de periodo de retorno, esto para todas las gráficas.

5.4.2.1 Fragilidad para la fachada principal.

Recordando que para la fachada principal los puntos de desempeño se presentan con valores de desplazamiento de 1.98 mm y 2.3 mm, para los sismos de 475 y 975 años respectivamente. Se obtiene por tanto que para el sismo de 475 años, el macroelemento tenga una probabilidad de sufrir daño del: 40% ligero, 7% moderado, 1% extensivo y prácticamente el 0% de sufrir colapso. Mientras que para el sismo de 975 años, el sistema sufrirá daños del; 68% ligero, 21% moderado, 5% extensivo y 0.5% de probabilidad de colapso (imagen 5.35), mostrando que para ambos casos el daño esperado para este elemento es un daño ligero. La tabla 5.13 muestra un resumen de las probabilidades de daño para el sistema de la fachada principal.

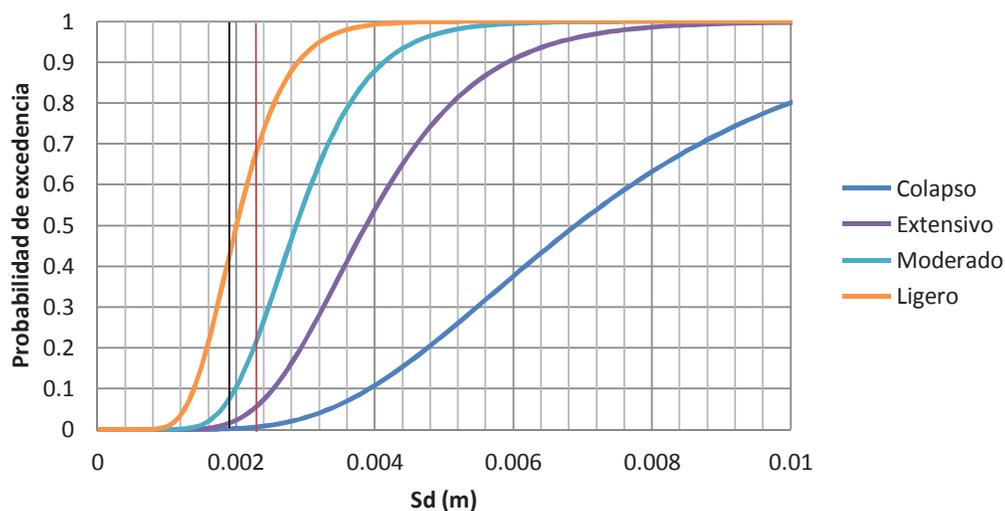


Imagen 5.35. Fragilidad para la fachada principal.





Grado de daño	Probabilidad de excedencia	
	Tr = 475 años	Tr = 975 años
Ligero	0.4	0.68
Moderado	0.07	0.21
Extensivo	0.01	0.05
Colapso	0	0.005

Tabla 5.13. Probabilidades de daño para la fachada principal.

5.4.2.2 Fragilidad para la fachada poniente.

Los desplazamientos espectrales que sufrirá la fachada poniente, ante las demandas sísmicas son de 0.55 mm y 0.8 mm para los sismos de 475 años y 975 años, respectivamente. Con lo cual, al introducirse a las curvas de fragilidad con estos valores obtenemos que tanto para el sismo de 475 años, como para el 975 años no se presentara ningún tipo de daño (imagen 5.36). Aun así se presentaran los valores en la tabla 5.14. Quedando completamente demostrado que es la parte menos vulnerable del edificio, ante las solicitaciones sísmicas esperadas.

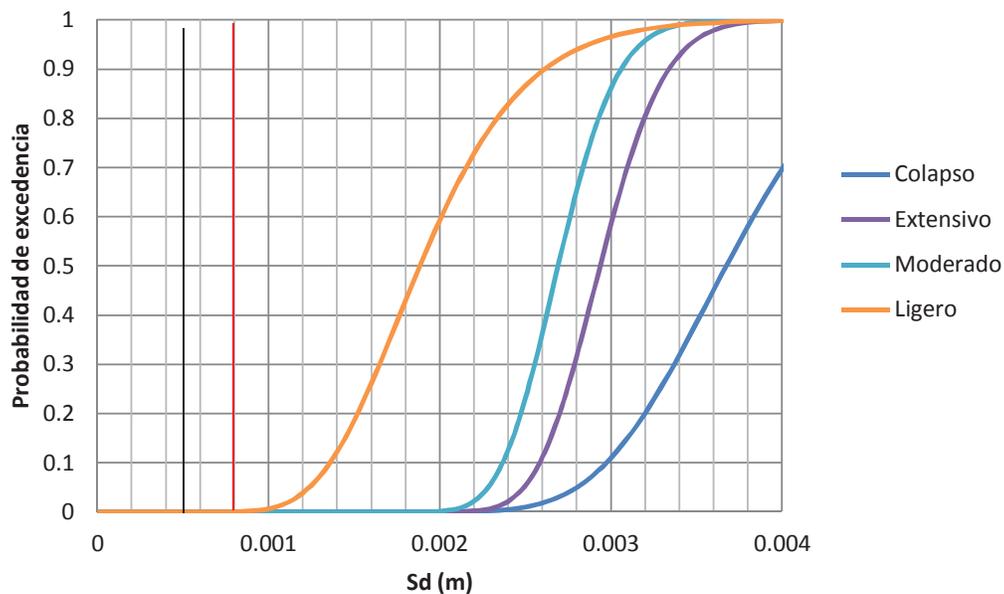


Imagen 5.36. Fragilidad para la fachada poniente.





Grado de daño	Probabilidad de excedencia	
	Tr = 475 años	Tr = 975 años
Ligero	0.0	0.01
Moderado	0.0	0.0
Extensivo	0.0	0.0
Colapso	0.0	0.0

Tabla 5.14. Probabilidades de daño para la fachada poniente.

5.4.2.3 Fragilidad para la fachada norte.

Los desplazamientos espectrales máximos demandados a la estructura de la fachada norte, por los sismos en estudio son de 1.48 y 1.8 mm para los sismos en orden ascendente en cuanto a periodo de retorno se refiere. Con estos valores entramos a la gráfica de las curvas de capacidad y obtenemos que para el sismo de 475 años se tiene una probabilidad de que existan daños del: 7% ligero y 0% para los otros tipos de daño. Por otro lado para el sismo de 975 años se tendrán daños del: 33% ligeros, 3% moderado y prácticamente 0% para daño extensivo y colapso (imagen 5.37), mostrando que la fachada norte posee una gran capacidad ante la demanda esperada. En la tabla 5.15 se visualiza en mayor medida los valores de la probabilidad de excedencia, para los diferentes tipos de daño.

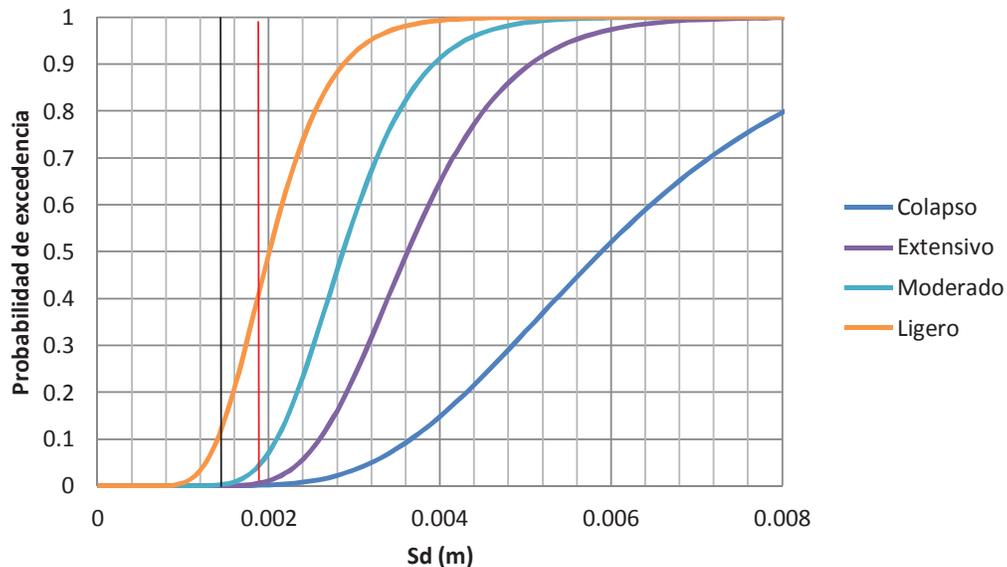


Imagen 5.37. Fragilidad para la fachada norte.





Grado de daño	Probabilidad de excedencia	
	Tr = 475 años	Tr = 975 años
Ligero	0.07	0.33
Moderado	0.0	0.03
Extensivo	0.0	0.005
Colapso	0.0	0.0

Tabla 5.15. Probabilidades de daño para la fachada poniente.

5.4.2.4 Fragilidad para la arcada sur del primer patio.

La arcada sur del primer patio presenta daños considerables al buscar las probabilidades de daño, mediante los valores de desplazamiento espectral que solicitaran las demandas para ambos periodos de retorno y que son de 4.6 mm y 5.8 mm, en orden ascendente, respectivamente. Para el sismo de 475 años se presentan probabilidades de daño del: 86% ligero, 43% moderado, 15% extensivo y un 1.8% de que exista colapso. Por otra parte, para el sismo de 975 años se presentaran probabilidades de daño del: 98% de que sea ligero, 71% moderado, 32% extensivo y un 5% de que ocurra el colapso del macroelemento (imagen 5.38). Lo anterior se representa en la tabla 5.16.

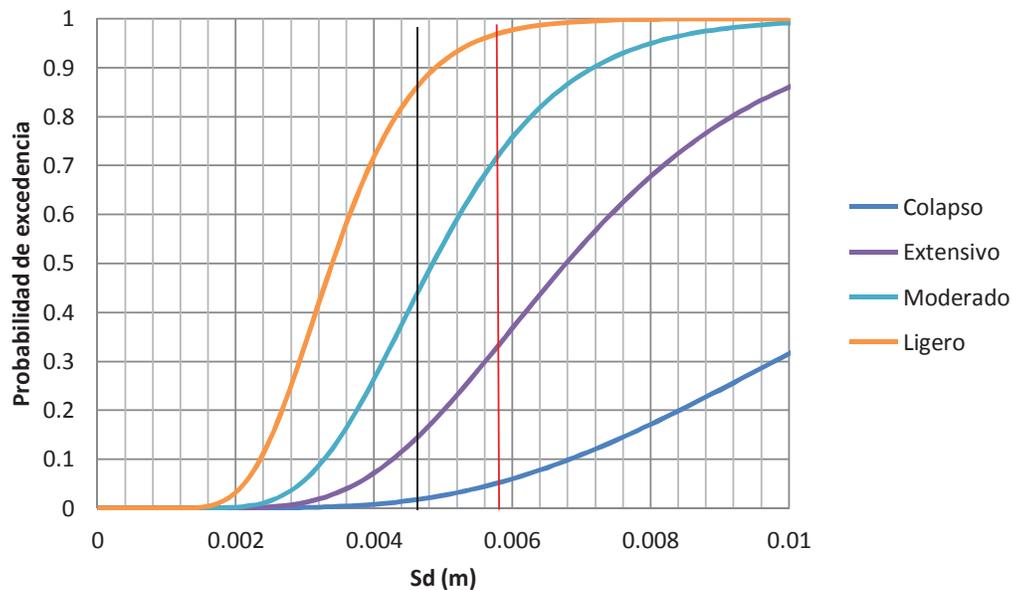


Imagen 5.38. Fragilidad para la arcada sur del primer patio.





Grado de daño	Probabilidad de excedencia	
	Tr = 475 años	Tr = 975 años
Ligero	0.86	0.98
Moderado	0.43	0.71
Extensivo	0.15	0.42
Colapso	0.018	0.05

Tabla 5.16. Probabilidades de daño para la arcada sur del primer patio.

5.4.2.5 Fragilidad para la arcada este del primer y segundo patio.

El sistema estructural analizado para la arcada este del primer y segundo patio, presentará daños relativamente bajos para ambas solicitaciones sísmicas esperadas. Para el caso del sismo de 475 años la probabilidad de que ocurran daños ligeros es del 27%, moderados del 6%, extensivos del 2.5% y es prácticamente nula la posibilidad de que ocurra el colapso de la estructura. Para el sismo de 975 años las probabilidades de daño aumentan considerablemente, sobre todo para daños ligeros y moderados por lo que se esperan daños ligeros del 64%, moderados del 25%, extensivos de 7% y un 0.8% únicamente de que exista colapso (imagen 5.39). El resumen de las probabilidades de daño se muestra en la tabla 5.17.

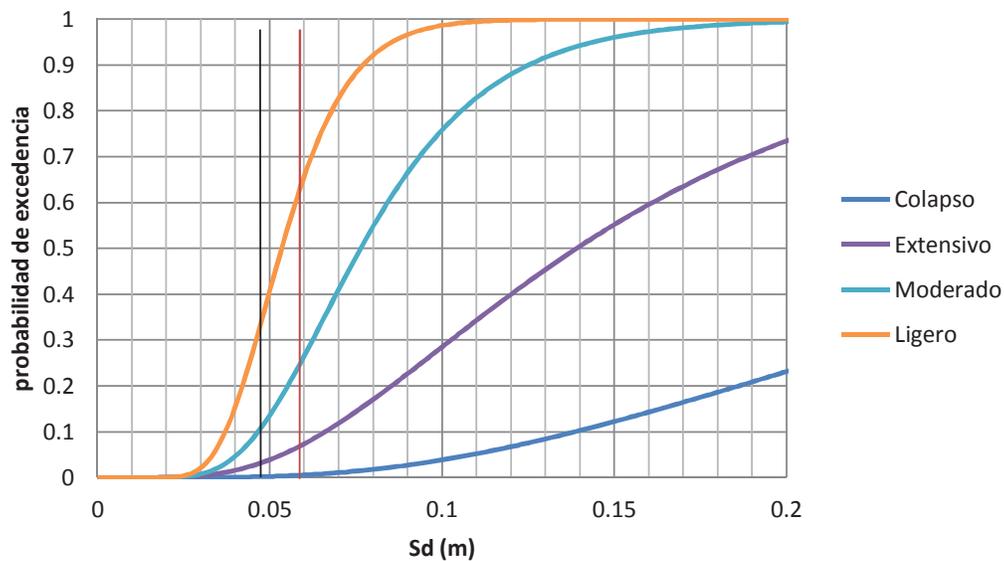


Imagen 5.39. Probabilidades de daño para la arcada este del primer y segundo patio.





Grado de daño	Probabilidad de excedencia	
	Tr = 475 años	Tr = 975 años
Ligero	0.27	0.64
Moderado	0.06	0.25
Extensivo	0.025	0.07
Colapso	0.0	0.008

Tabla 5.17. Probabilidades de daño para la arcada este del primer y segundo patio.

5.4.2.6 Fragilidad para la arcada norte del primer patio.

El macroelemento que presenta mayores probabilidades de daños severos, es la fachada norte del primer patio en gran medida debido a que dicho sistema no cuenta con apoyos laterales, que ayuden a soportar cargas horizontales. Por lo que con la demanda de desplazamiento inducida por el sismo de 475 años (13 mm), el elemento tiene probabilidades de daño del: 100% de que sea ligero, 96% moderado, 80% extensivo y 22% de que ocurra colapso, mientras que para el sismo de 975 años se esperara colapso para esta zona del edificio, lo cual se resume en la tabla 5.18 y se puede observar en la imagen 5.40.

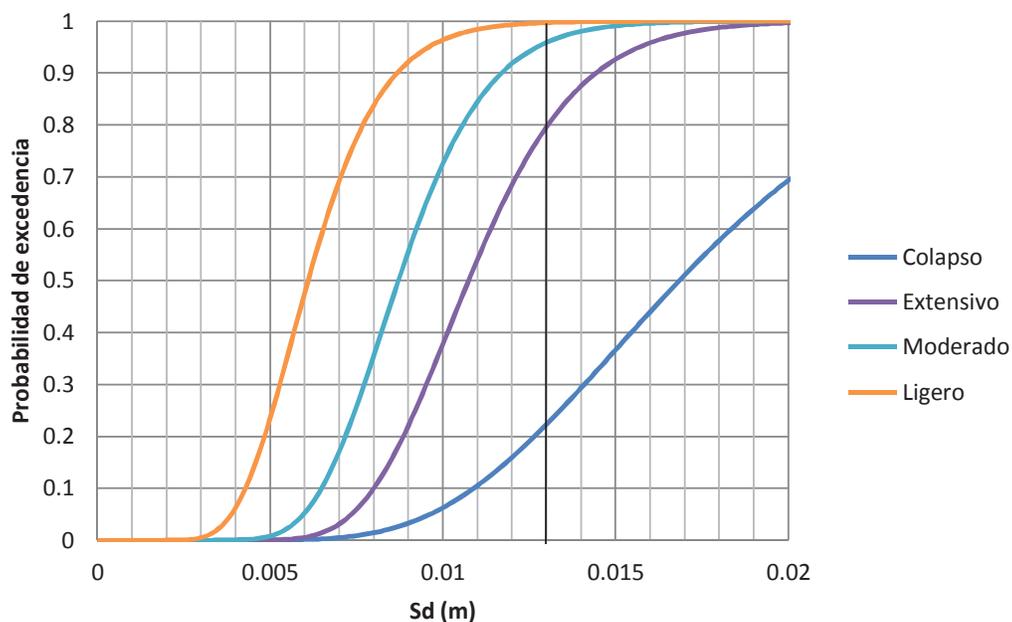


Imagen 5.40. Probabilidades de daño para la arcada norte del primer patio.





Grado de daño	Probabilidad de excedencia	
	Tr = 475 años	Tr = 975 años
Ligero	1.0	1.0
Moderado	0.96	1.0
Extensivo	0.80	1.0
Colapso	0.22	1.0

Tabla 5.18. Probabilidades de daño para la arcada norte del primer patio.



CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1 CONCLUSIONES.

Dentro de nuestro país y a nivel mundial el estudio de la vulnerabilidad sísmica para edificios históricos coloniales es una línea de estudio nueva, ya que es reciente el interés prestado por parte de la ingeniería estructural, al estudio de monumentos de fábrica antigua, por lo que son pocas las metodologías creadas para analizar este tipo de estructuras, y es común utilizar procedimientos concebidos para los edificios contemporáneos, los cuales no siempre son adecuados por las grandes variantes que existen en las estructuras antiguas. Las conclusiones que se pueden derivar de la presente investigación se muestran a continuación:

1. Con el presente trabajo se propone una metodología para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de edificios patrimoniales de tipo colonial, siendo de acuerdo con las revisiones bibliográficas realizadas un primer aporte a esta línea dentro del estado de Michoacán. Adicionalmente, adquiere mayor relevancia si se considera que este tipo de edificaciones al menos en el centro histórico de la ciudad de Morelia, son la mayor parte de los más de mil trescientos edificios catalogados por la UNESCO en 1991 como patrimonio tangible.





2. El programa RIGID que utiliza el análisis de los elementos rígidos (MER) como base, es una herramienta concebida para el análisis de edificios de fábrica antigua, es práctica y eficaz además de conducir a resultados razonablemente adecuados. Aunque por ser un programa reciente, en el transcurso de esta investigación se exhortó al autor a modificarlo debido a que algunos de los modelos requeridos en esta investigación presentaban problemas de ensamble, dando lugar a una nueva versión del mismo.
3. Las fachadas de los edificios patrimoniales son las zonas que más frecuentemente son intervenidas, sin embargo, esto no deriva en mayores problemas estructurales por sismo debido a que como se evidencia en la presente investigación, son macroelementos con una gran capacidad lateral que redundan en una menor vulnerabilidad. Lo anterior denota de forma subjetiva que los daños presentes en el Colegio de San Nicolás sobre estos elementos son probablemente atribuibles a intervenciones pasadas, efectos de interacción con el terreno o bien a desalojos de esfuerzos que creíblemente se presentaron durante el cambio de entrepiso original, de madera, terrado y tapas de ladrillo a losas de concreto reforzado durante la década de los setenta.
4. Aunque en estructuras históricas es imposible establecer tipologías de revisión de seguridad, se presentan con base en los resultados obtenidos criterios que simplifican posteriores trabajos de este tipo, al evidenciar que las zonas más vulnerables del edificio son las arcadas, conduciendo inclusive al colapso la ubicada en la zona norte del primer patio para la demanda con recurrencia de 975 años.

6.2 LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.

Las líneas de investigación en las que se puede seguir estudiando el colegio de San Nicolás van dirigidas, a refinar el proceso de modelación para obtener mejores resultados, además de comparar modelos analizados con diferentes herramientas de análisis, para así proponer metodologías adecuadas, prácticas y rápidas para el estudio de esta tipología de edificios. Las propuestas para investigaciones futuras se mencionan a continuación:





1. Las propiedades mecánicas de los modelos matemáticos para los macroelementos analizados fueron tomadas de datos de la literatura, ya que al trabajar con propiedades globales calibradas en estudios previos, daban resultados incongruentes para todos los macroelementos. Por lo que una próxima línea de estudio sería determinar las propiedades mecánicas para cada elemento, que podría ser mediante métodos no destructivos como pruebas de vibración ambiental o métodos semidestructivos como lo es la prueba del gato plano, y de esta manera obtener resultados más precisos.
2. Comparar los resultados obtenidos en los modelos realizados, analizados mediante el método de los elementos rígidos (MER) y los métodos comúnmente utilizados, en base a los resultados obtenidos de proponer una metodología para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de edificios coloniales, que tenga que ver con la facilidad y disponibilidad del uso de software adecuados para tal finalidad.
3. Incluir dentro de un modelo tridimensional los efectos de la interacción suelo estructura a lo largo de todo el edificio, además del efecto que le provoca tener colindancia con otros edificios en toda la parte Este del colegio de San Nicolás, lo que nos llevará a un modelo que represente de manera más precisa la complejidad puntual que guarda dicha estructura.
4. Con la finalidad de refinar la metodología propuesta y en optimizar el tiempo de estudio, es necesario realizar más trabajos sobre edificaciones coloniales que permitan establecer las zonas con mayor probabilidad de daños dentro de estos.



REFERENCIAS

- Alemi F., Homami P., Golabchi M., and Akbarian M. (2010). *"The Vulnerability Assessment of Historical Buildings Against Earthquakes by the Modified Equivalent Frame Method"*. 7th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction. pp 735-740.
- Ambraseys N.N. & Simpson K.A., (1996). *"Prediction of vertical response spectra in Europe"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, pp. 401–412.
- ATC-40 (1996). ATC-40 *"Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"*. Volume 1. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Bairrao, R, and Falcao Silva, M J (2009). *"Shaking table tests of two different reinforcement techniques using polymeric grids on an asymmetric limestone full-scaled structure."* *Engineering Structures*, 31(6), 1312-1330.
- Bendat J.S., Piersol AG. (1993), *"Engineering applications of correlation and spectral analysis"*. 2nd ed. USA, New York: Wiley Interscience.
- Caicedo C., Barbat A.H., Canas J.A., Aguilar R. *"Vulnerabilidad sísmica de edificios"*. Monografías de Ingeniería Sísmica (CIMNE IS-6 1994), Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).
- Campbell, K. W. (1981), *"Near Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration"*. Bull. Seismol. Soc. Am. 71, 2039–2070.
- Coelho, E, Campos Costa, A, and Carvalho, E C (2000). *"Assessment of experimental seismic response through damage evaluation."* in *Proc. 12WCEE*, Auckland, New Zealand.
- Cornell, C.A. (1968) *"Engineering seismic risk analysis"*. Bulletin of the Seismological Society of America 58, 1583–1606.
- Cornell, C.A., E.H. Vanmarcke (1969), *"The Major Influences on Seismic Risk"*. Proceedings of the Fourth World Conference of Earthquake Engineering, Vol. 1, Santiago, Chile, pp. 69–83.
- CFE (1993). *"Manual de diseño de obras civiles, diseño sísmico"*. Comisión Federal de Electricidad.

Casolo, S and Pena, F (2007). *“Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behaviour and damage.”* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36, 1029-1048.

Degee, H, Denoel, V, Candeias, P, Campos Costa, A, and Coelho, E (2007), *“Experimental investigation on the seismic behavior of North European masonry houses.”* in *Proc. Sísmica2007*, Porto, Portugal.

Doglioni F., Moretti A. and Petrini V. (1994). *“Churches and earthquakes”*. LINT. Trieste.

Gutenberg, B., Richter, C.F. (1954). *“Seismicity of the Earth and associated phenomena”*. Princeton University Press, Princeton, N.Y., 310 pp.

EC-6, Eurocódigo 6 (1997), *“Proyecto de Estructuras de Fábrica. Comité Europeo de Normalización”*. AENOR. Madrid.

Fajfar P., Gaspersic P. (1996), *“The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 23-67.

Fajfar P., M.EERI, (2000). *“A nonlinear analysis method for performance based seismic design”*. Earthquake Spectra, 16(3), pp. 573-592.

Freeman S.A. (1998). *“Development and use of capacity spectrum method”*. In *Proceedings Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Inst., Oakland California.

FEMA, (1999). *“HAZUS 99: Earthquake Loss Estimation Methodology”*. Federal Emergency Management Agency, Technical Manual.

ICOMOS, International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, (2005), *“Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage”*. P.33. <http://www.international.icomos.org/>.

International Center for Numerical Methods in Engineering (2006), *GID The personal pre and postprocessor*, Barcelona, España.

Jara, J.M. , Rosenblueth, E. (1988). *“Probability distribution of times between characteristic subduction earthquakes”*. Earthquake Spectra, vol. 4, No. 3, pp. 499-529.

Kappos, SJ, Penelis, GG, and Drakopovolos, CG (2002). *“Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings.”* J. of Structural Engineering, ASCE, 128(7), 890-897.

Kramer, C, Smet, C A M and Peters, B (1999). *“Comparison of ambient and forced vibration testing of civil engineering structures”* in *Proc. MAC XVII*, Kissimmee, FL, USA.

Lagomarsino S. (1998). *"A new methodology for the post-earthquake investigation of ancient churches"*. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris. CD-ROM, Rotterdam: Balkema.

Lagomarsino S., Giovinazzi S., Podestà S., Resemini S. (2002). *"Vulnerability assessment of current buildings: I level methodology for the vulnerability assessment of current buildings and guidelines for the implementation"*. RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 28 pp.

Lagomarsino S., Giovinazzi S., Podestà S., Resemini S. (2003). *"Vulnerability of historical and monumental buildings Handbook"*. Risk- UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 90 pp.

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

Meli, R, and Pena, F (2005). *"On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches"*. in Structural Analysis of Historical Constructions, 2nd ed., C. Modena, P.B. Lourenco and P. Roca, Ed. Taylor & Francis Group, London, 2, 1121-1131.

Mendes, N, Lourenco, P B, and Campos Costa, A (2010). *"Seismic Vulnerability Assessment of Ancient Masonry Building"*. 7th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction. pp 635-640.

Milutinovich Z., Trendafiloski G. (2003). *"Vulnerability of current buildings"*. Risk- UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 108 pp.

PIET 70, (1971), *"Obras de fábrica"*. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España.

Peña F. and Meza M. (2010). *"Seismic Assessment of Bell Towers of Mexican Colonial Churches"*. 7th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction. pp 585-590.

RISKUE (2002), *"RISKUE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European cities"*. Proyecto Unión Europea. Contrato: EVK4-CT-2000-00014.

Rosenblueth, E., Ordaz, M. (1986). *"Use of seismic data from similar regions"*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 15, 619-634.

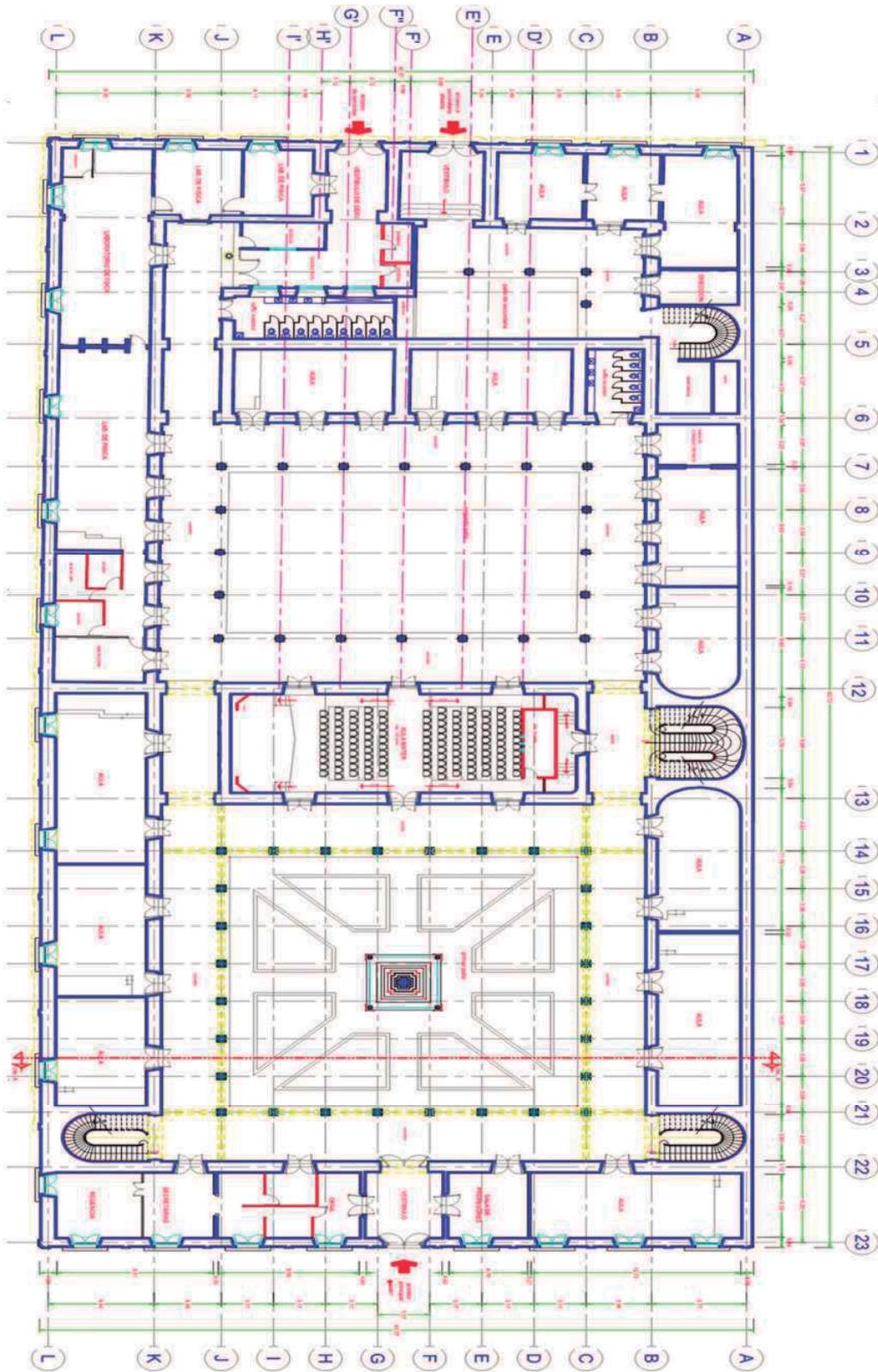
Singh S.K., Ordaz, M. (1994). *"Sismicidad y movimientos fuertes en México: Una visión actual"*, Cuadernos de Investigación, CENAPRED.

Vidic T., Fajfar P., and Fischinger M. (1994). *"Consistent inelastic design spectra: strength and displacement"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 502-521.

Weichert, D.H. (1980). *"Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observational periods for different magnitudes"*. Bull. Seismol. Soc. Am., Vol 70, nº 4, pp. 1337-1346.

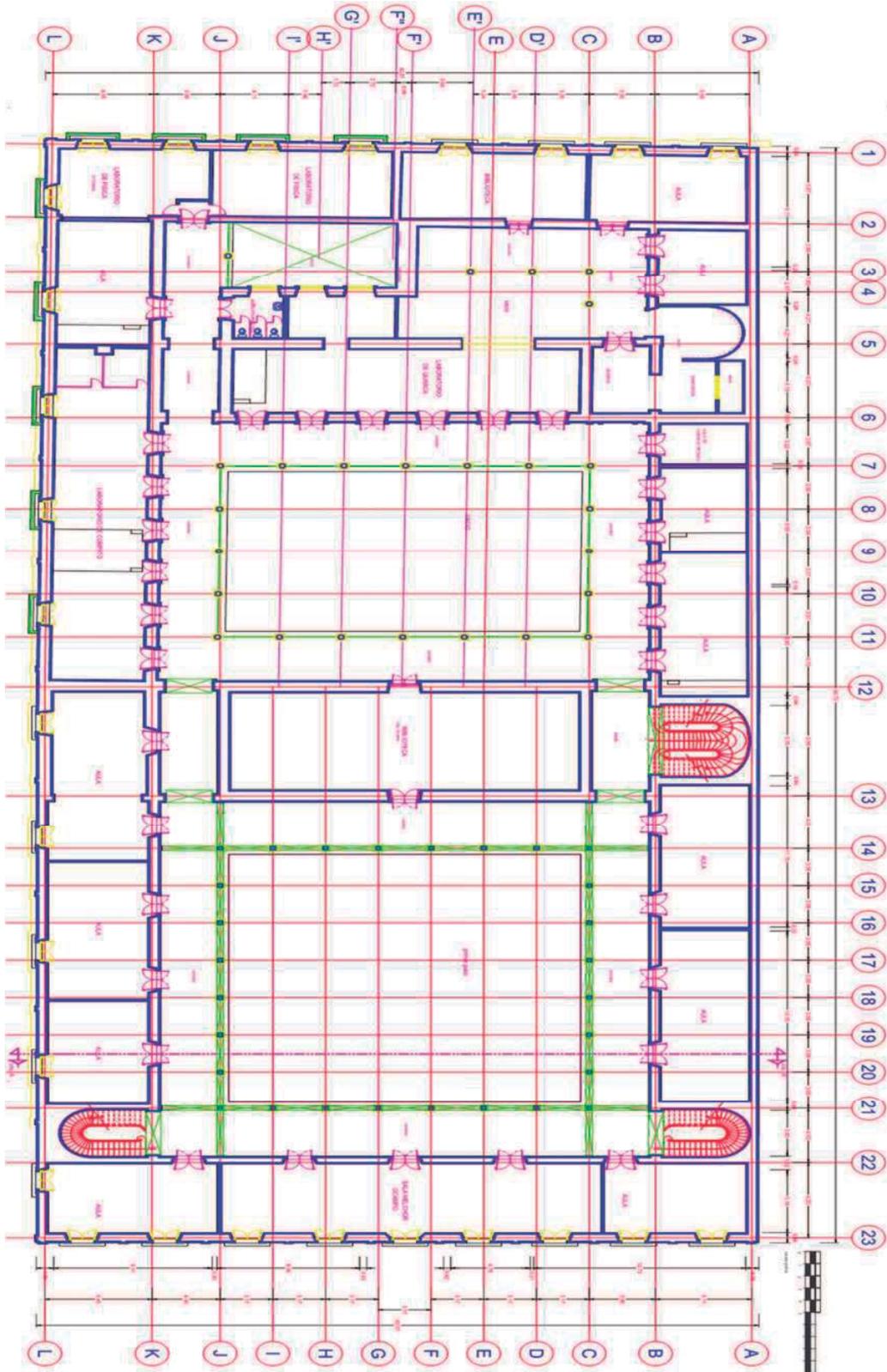


ANEXO A.1





ANEXO A.2



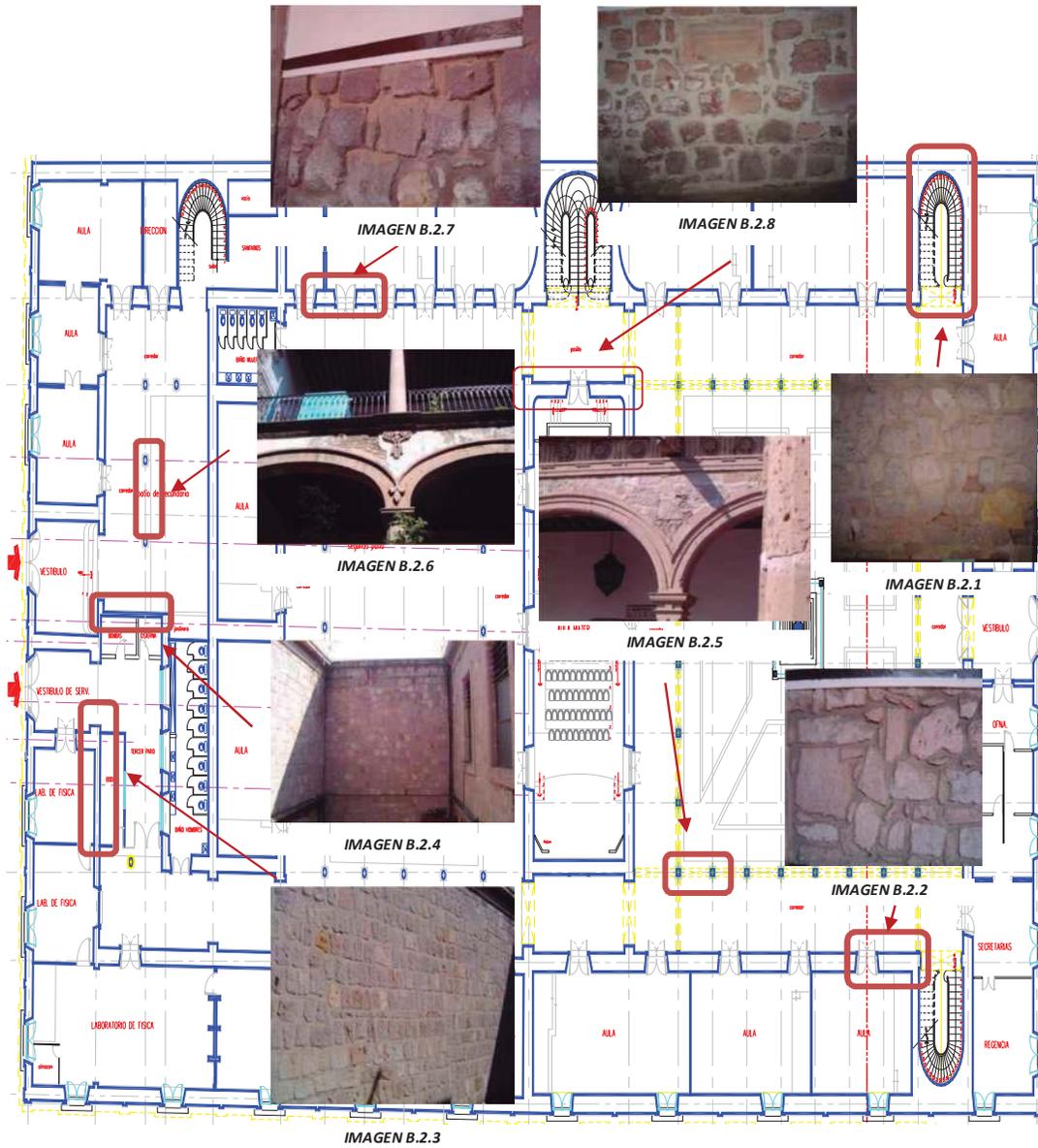


ANEXO B.1



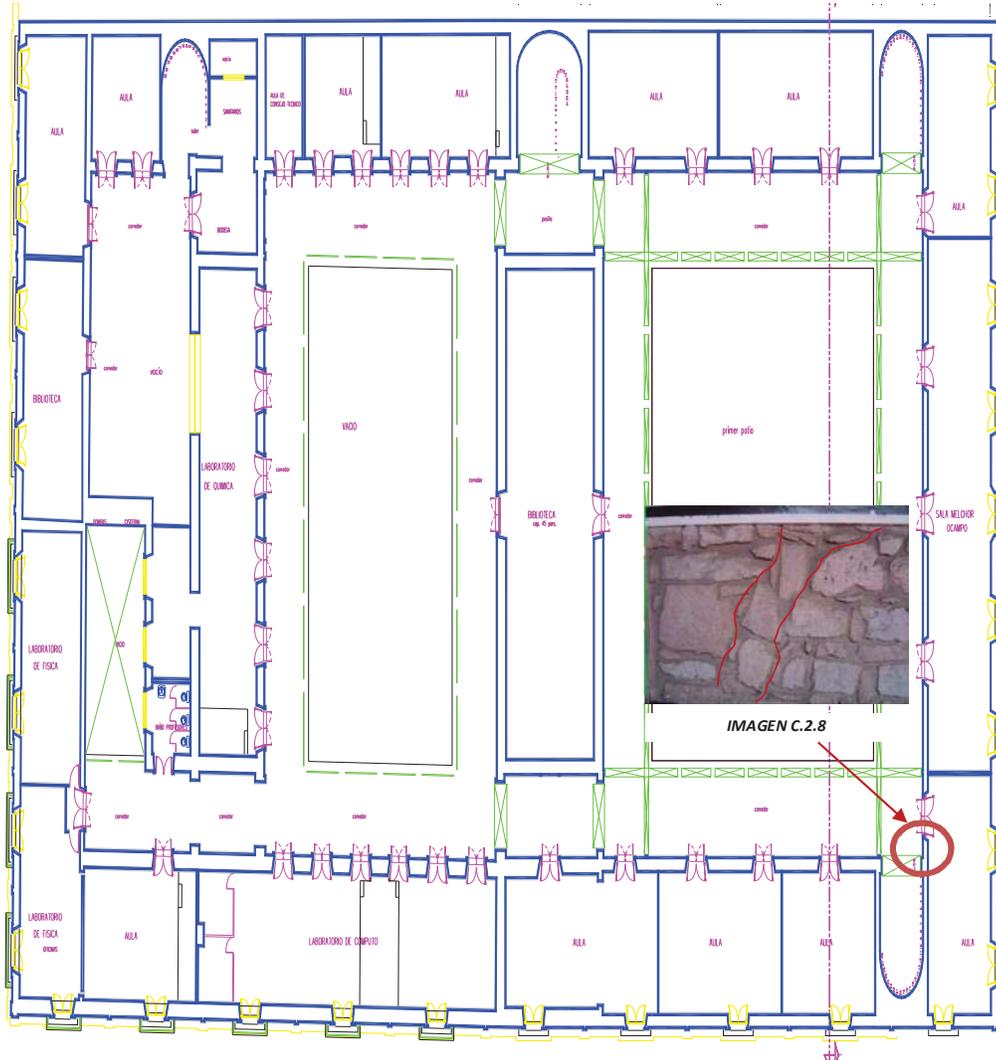


ANEXO B.2





ANEXO C.2



SEGUNDA PLANTA





ANEXO D.2

