

Vulnerabilidad sísmica estructural y diseño del refuerzo sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales, Colombia

Omar Darío Cardona A.

Ingeniar Ltda.
Universidad Nacional de Colombia
Bogotá, Colombia

RESUMEN

En 1928 se inició la construcción de la Catedral Basílica de Manizales, en el centro occidente de Colombia. Est edificio de estilo neogótico fue contruido en hormigón armado cuando apenas habían pasado veinte años de la aparición de este material en el mundo. En 1938, 1962 y 1979 este templo sufrió la acción de terremotos importantes que afectaron su estructura de manera significativa. La Subdirección de Monumentos del Instituto Nacional de Vías, hoy la Dirección de Patrimonio del Ministerio de Cultura y la Gobernación de Caldas promovieron la realización de los estudios de vulnerabilidad sísmica estructural y el diseño de la rehabilitación sismorresistente, con el fin de proteger este templo declarado Monumento Nacional en 1981. En este informe ejecutivo se presenta un resumen de los trabajos realizados para el diagnóstico de la vulnerabilidad estructural y las técnicas mediante las cuales se debe llevará a cabo el refuerzo sismorresistente de este edificio, símbolo de una cultura sísmica local que se desarrolló desde el siglo diez y nueve en la región cafetera de Colombia.

ABSTRACT

In 1928, the construction of the Cathedral Basilic of Manizales was begun, in the western centre of Colombia. This building of neo-gothic style was built in reinforced concrete, only almost twenty years after the appearing of that material in the world. In 1938, 1962 and 1979 the temple suffered the action of important earthquakes that affected its structure significantly. The Office of Monuments of the National Institute of Roads, today changed to the Directorate of Patrimony of the Ministry of Culture, and the Office of the Caldas Governor promoted the achievement of the seismic structural vulnerability studies and the earthquake resistant retrofitting design to protect the temple, declared as national monument in 1981. This paper presents a summary of the studies developed to make the diagnostic of the structural vulnerability and the techniques to carry out the earthquake reinforcement of this building, symbol of a local seismic culture that existed from the nineteenth century in the coffee growing region of Colombia.

1 INTRODUCCION

La Catedral de Manizales es uno de los edificios más representativos de la denominada “Arquitectura Republicana” impulsada de manera notable y singular después de los incendios de los años 20 en la ciudad de Manizales. Su diseño fue realizado por el Arquitecto francés Julien Polty entre 1927 y 1928, después del incendio de 1926, en un concurso que se realizó en Paris y en el cual se favoreció la propuesta neogótica del arquitecto Polty sobre la de Ponteraud y la art deco de Tournon. Su construcción se realizó entre 1929 y 1939 por la firma Papiro, Bonarda & Co. en “cemento armado”, considerándose como la segunda obra maestra de la arquitectura colombiana en concreto. Su construcción tuvo varias interrupciones de varios años, la crisis de los 30 hizo que se suspendiera su construcción en octubre de 1929, la cual sólo se pudo reanudar en febrero de 1935. Infortunadamente, este monumental templo de 100 m de altura ha sido víctima de varios terremotos importantes en la ciudad. Aunque el sismo de 1938 no le causó graves daños debido a que aun no se habían construido totalmente sus torres o agujas, le causó las primeras lesiones al sistema estructural. En 1962, la Catedral sufrió graves daños, debido al colapso total de una de sus torres y de muchos ornamentos esculturales. Las tres torres más bajas tuvieron que ser reforzadas mediante estructuras metálicas y durante varios decenios la cuarta torre noroccidental colapsada se mantuvo sin su debida reconstrucción. En 1979 la Catedral sufrió de nuevo graves daños en sus paredes portantes de hormigón que se agrietaron de manera notable en varios sitios. Aunque se han realizado algunos trabajos de mejoramiento de partes de la Catedral, como el sellado de grietas, impermeabilizaciones, adecuación de bajantes de lluvias, realización de acabados parciales, etc. la mayor preocupación en el gremio profesional de la ingeniería y arquitectura local, desde tiempo atrás, ha sido que su estructura ofrece aparentemente importantes debilidades ante sismos severos como los que se pueden esperar en la ciudad. Nuevos esfuerzos con el propósito de restaurar el templo se han realizado recientemente con el fin de llevar a cabo un diagnóstico detallado de sus condiciones de vulnerabilidad sísmica estructural y de la manera como se le puede suministrar una mayor capacidad de respuesta en términos de rigidez, resistencia y disipación de energía. Estos estudios se han realizado utilizando técnicas modernas de diseño virtual, análisis con elementos finitos y para la solución del refuerzo se propone la intervención de la base de la aguja central, el control de la estabilidad de las cuatro agujas esquineras y la realización de varios muros estructurales nuevos y adhosados en puntos estrategicos que garanticen un buen comportamiento de la estructura. De esta manera, se espera proteger el templo; patrimonio arquitectónico de la ciudad y del país, ante los futuros sismos que se esperan en la región.

2 ASPECTOS HISTORICOS

Para abordar el análisis histórico de la Catedral se hizo necesario recurrir a fuentes primarias, fundamentalmente a la revisión de los diarios de la época, única manera de determinar con exactitud los períodos en que fue construido el templo, en qué estado fue interrumpido y cómo lo afectaron los principales sismos; así como aspectos relativos a la concepción espacial, diseño estructural, idoneidad de los artífices, calidad de los sistemas y materiales de construcción, etc., todos datos imprescindibles que no están registrados en ninguna fuente secundaria. En efecto, los trabajos de interpretación histórica más completos en

los campos de la construcción y la arquitectura de Manizales, por lo menos hasta 1930, no especifican sobre la construcción del templo. Como complemento insustituible de las fuentes primarias escritas se recurrió al estudio de las fotografías de la construcción de la Catedral, consignadas en varias publicaciones. Finalmente, el análisis precisa el estado del arte del hormigón armado en el mundo, sistema constructivo empleado en la Catedral, y su relación con las condiciones tecnológicas de Colombia y de Manizales.

2.1 El templo como símbolo

Cuando se inicia la construcción de la actual Catedral de Manizales (1928), la ciudad apenas contaba con ochenta años de vida. Desde su Fundación en 1849 el templo se constituyó, como era la impronta de la época, en el más importante signo urbano no sólo por su connotación religiosa sino por lo que significaba a nivel político y social. En efecto, el símbolo de la representación del poder y de la cohesión de la comunidad debía expresar esos significados mediante patrones constructivos y arquitectónicos paradigmáticos en dos sentidos: como concreción de los ideales de monumentalidad, belleza y solidez que estuvieran a su alcance, y al mismo tiempo como difusor de los mismos ideales a la ciudad en su conjunto. Por eso, cuando se pudo diferenciar del resto de edificaciones -al principio era una enramada pajiza de vara en tierra semejante a las otras- el templo pasó a destacarse no sólo por su tamaño y estilo sino que pretendió serlo por la tecnología empleada. Así, en el transcurso de esos ochenta años la construcción del edificio religioso sobre la Plaza pasó de los sistemas constructivos más rudimentarios y vernáculos -los característicos bahareques- cuando se constituyó el Curato, hasta alcanzar una de las tecnologías más avanzadas en el mundo ya como sede de la Diócesis de Manizales.

Primero -hacia 1870-, se lo construyó en tapia pisada como era la usanza para los mejores y más resistentes inmuebles en la tradición antioqueña. Pero en esta región esos paradigmas no eran viables: los fuertes temblores de las décadas del setenta y el ochenta decimonónicas resquebrajaron los muros de tapia y los ideales de solidez arquitectónica, hecho que obligó a los constructores a retornar al sistema del bahareque para erigir los principales edificios, lo que denominaron “estilo temblorero”, método empírico sismorresistente que cumplió su papel mientras comenzó a ser reemplazado por las tecnologías constructivas modernas. Por lo tanto, a fines de la década del ochenta fue demolida la averiada construcción parroquial de tapias.

Después, el nuevo templo de bahareque -construido entre 1888 y 1900-, para poder ser presentado con los atavíos propios del eclecticismo historicista en boga en Europa que tuvo que cubrirse con láminas metálicas protectoras de la humedad al no poderse recurrir a los grandes aleros que cumplían tradicionalmente esa función. Pero nuevamente fue destruido en la conflagración de 1926 cuando las recién mal instaladas redes de la energía eléctrica ocasionaban permanentes y lamentables cortocircuitos.

Lo anterior explica hasta qué punto era importante, en 1926, recurrir a una tecnología que garantizara para la Catedral de Manizales las mínimas seguridades derivadas de su sistema estructural. Porque hasta ese momento la historia de la construcción del signo religioso era también la historia de su destrucción y, por consiguiente, se debía emplear la técnica más avanzada que permitiera asegurar su incombustibilidad pero también su sismorresistencia (Esguerra, Jorge E., 1998).

3 LEVANTAMIENTO ARQUITECTONICO

Inicialmente se llevó a cabo la búsqueda de los planos originales, realizados por Julian Polty, los cuales se encontraron en el Fondo Cultural Cafetero en proceso de restauración. Dichos planos se digitalizaron, lo cual permitió realizar la primera aproximación al levantamiento geométrico del templo. Esta labor se desarrolló con equipos de alta resolución y barrido rápido que permitiera la reproducción sin causarle daño a los planos originales. Se utilizó un scanner de alta velocidad y excelente capacidad de captura logrando capturar módulos de imagen que a su vez fueron ensamblados posteriormente. Los planos ofrecieron información invaluable para la etapa de levantamiento geométrico, aunque la información allí contemplada no corresponde exactamente con las dimensiones reales del edificio.

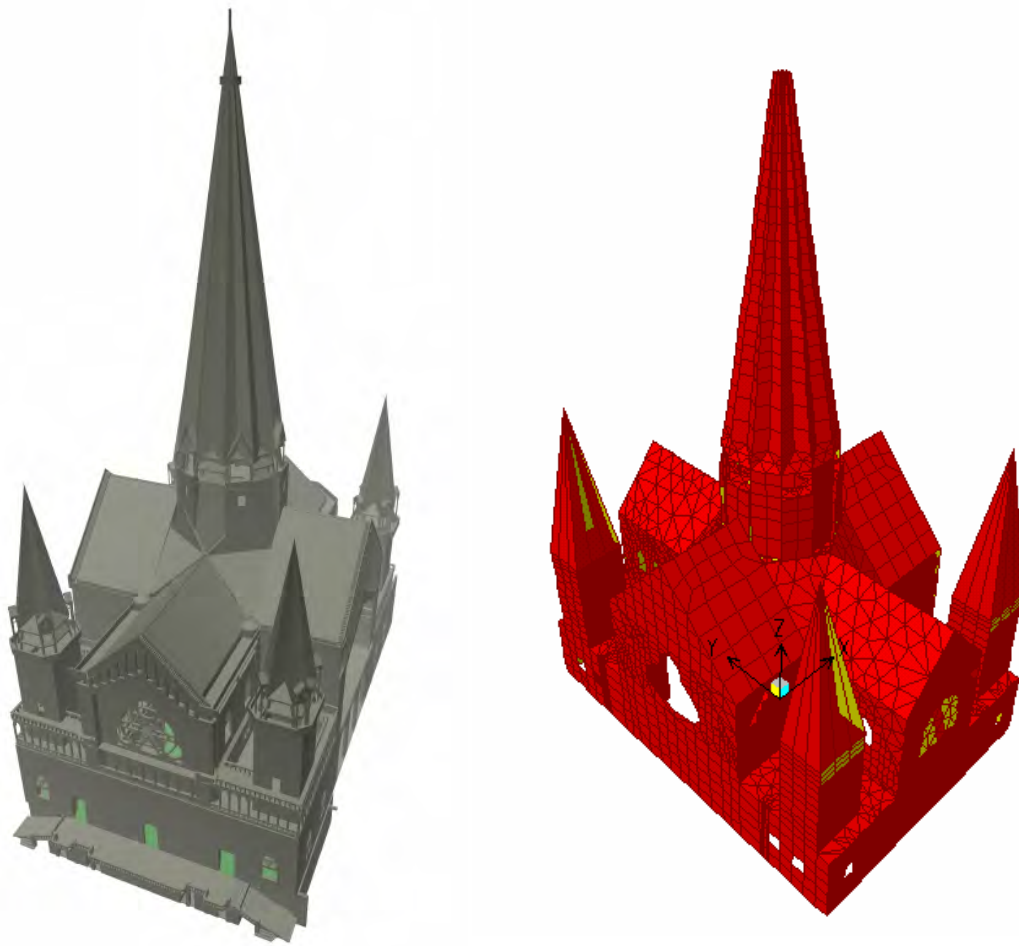


Figura 1. Vista isométrica levantamiento estructural y del modelo en elementos finitos.

Se conformaron cuatro equipos de tres personas que realizaron la totalidad del levantamiento arquitectónico del templo, el cual se realizó de abajo hacia arriba mediante la verificación de las dimensiones. El equipo encargado de las zonas de mayor dificultad, por el riesgo que significaba en ciertos sitios llevar a cabo las mediciones, fue conformado por personas con una adecuada capacidad física y experiencia. Se utilizaron técnicas de alpinismo con equipos e

instrumentos acorde con las circunstancias. Se llevó a cabo una nivelación de la losa de piso y un amarre de precisión. Se obtuvo sólo una diferencia de 2 mm entre las cotas más significativas. Dicha nivelación quedó ligada a coordenadas con respecto a un mojón geodésico ubicado cerca del edificio. Con base en la información obtenida en el levantamiento arquitectónico, se desarrolló el modelado virtual del edificio mediante el programa de computador ARCHICAD. El modelado se realizó con base en ajustes continuos llevados a cabo mediante un proceso de verificación y confrontación con las medidas reales del templo. Esta retroalimentación se apoyó con procesos de navegación y realidad virtual que optimizaron la confiabilidad del levantamiento. Una vez realizado el modelo virtual computarizado se desarrollaron planos que facilitaron la mayor comprensión del edificio y su respectiva modelación mediante mallas de discretización tridimensional en elementos finitos, Figura 1 y Figura 2, con fines de llevar a cabo el análisis estructural y el respectivo estudio de vulnerabilidad sísmica.

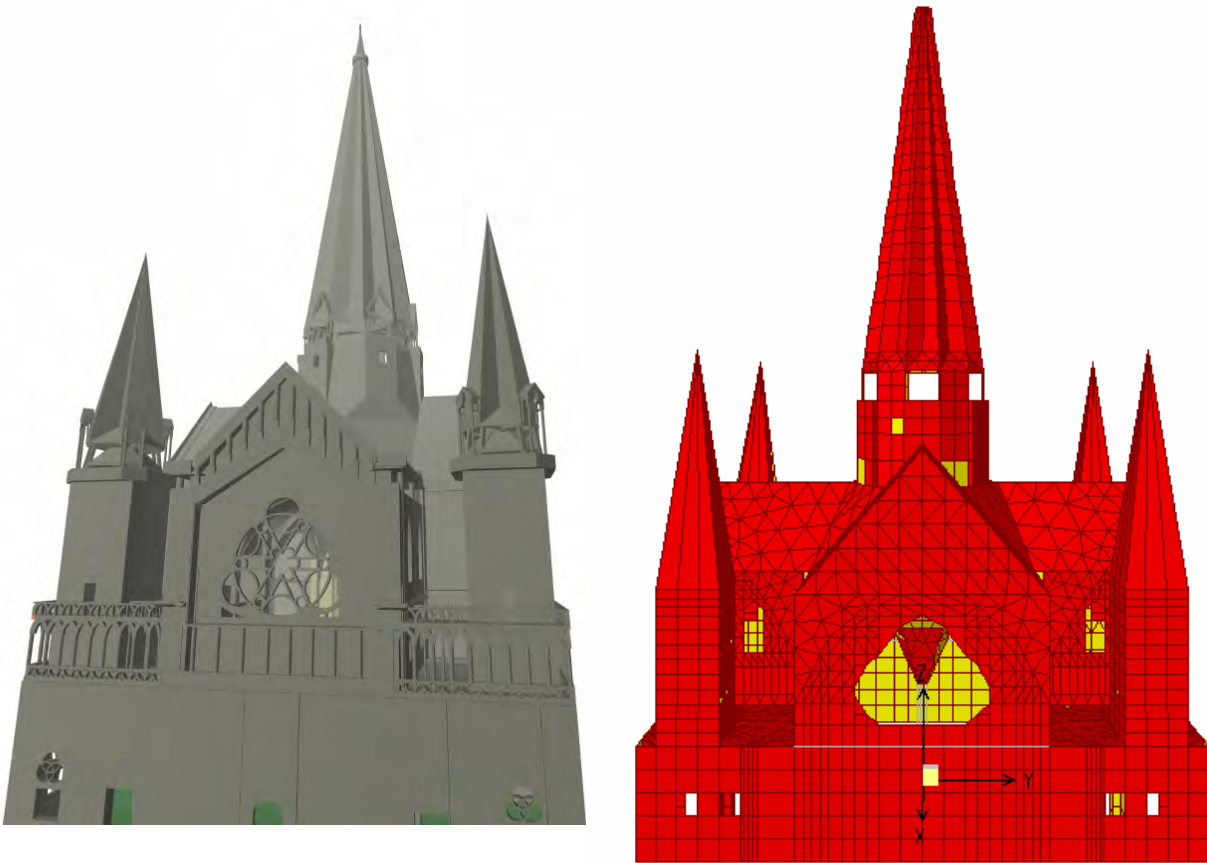


Figura 2. Vista longitudinal levantamiento virtual y modelo en elementos finitos.

4 EVALUACION DEL ESTADO DE LOS MATERIALES

Para la evaluación del estado de los materiales de la estructura se llevaron a cabo ensayos de tipo semidestructivo y no destructivo, acompañados por ensayos fisicoquímicos, practicados directamente sobre la estructura, o en el laboratorio sobre muestras tomadas del concreto. De igual manera, con las mediciones profundidad de carbonatación (pérdida de pH) y los correspondientes recubrimientos del acero de refuerzo se modeló, usando un programa diseñado para tal efecto, la durabilidad residual de un número representativo de elementos de la estructura. Se tomaron muestras secas, sobre las cuales se determinaron los contenidos aproximados de materia orgánica y cuantía de cemento. También se realizaron las evaluaciones de resistencia a tensión directa del hormigón (cohesividad del soporte) efectuadas con el aparato de Sattec sobre varios sitios de la estructura. Se tomaron mediciones del potencial de corrosión y núcleos de hormigón para verificar la resistencia del mismo a la compresión.

La resistencia a compresión sobre núcleos extraídos se observa valores de resistencia variables, así como hay núcleos con más de 300 kg/cm², también hay núcleos con resistencias inferiores o cercanas a 100 kg/cm². La gran profundidad de carbonatación del hormigón fue el fenómeno predominante en las evaluaciones efectuadas. Aunque para la edad promedio de los elementos (60 años) se podría decir que ha habido un proceso de carbonatación *normal*, de todas maneras, y en vista de que por su misma naturaleza la Catedral no cuenta con un elemento protector anticarbonatación, este fenómeno se está desarrollando libre y progresivamente en el tiempo. En algunos elementos la baja de pH (por debajo del valor crítico de 9,5) ha alcanzado y sobrepasado el refuerzo, en otros elementos se acerca peligrosamente a él. En todos aquellos elementos con caras expuestas permanentemente al medio ambiente urbano, característico de la zona donde se encuentra la Catedral (con alto nivel de gases producto de las emisiones de los automoviles), y considerando que la humedad relativa es cercana al nivel óptimo (60%) para que este fenómeno de carbonatación se presente, existe un gran riesgo futuro de corrosión del acero de refuerzo. Cuando existe un gran recubrimiento del refuerzo, aunque se presenta carbonatación, el frente de baja de pH está aún lejos de alcanzar el refuerzo y despasivarlo, con lo cual la corrosión del acero se demorará en presentarse. Sin embargo, por defectos constructivos, en algunos elementos, parte del acero está muy expuesto, con recubrimientos mínimos, de algunos milímetros, o francamente expuestos y allí la corrosión localizada ha progresado fuertemente. Por otra parte, existen ya muchos elementos donde la carbonatación alcanzó el acero de refuerzo dejando la armadura (o un porcentaje grande de ella) desprotegida frente a la corrosión. A excepción de los elementos agrietados, realmente es baja la presencia de zonas donde se observen grietas típicas de corrosión y manchas propias de este fenómeno. Lo cual indica que el hormigón protegió adecuadamente el acero durante 60 o más años (ya que la construcción empezó en 1928), pero los resultados indican también que en muy pocos años puede desatarse un proceso corrosivo intenso y generalizado, que obligaría a reparaciones en grande escala en toda la estructura.

El contenido de materia orgánica, varió entre 10,7 % y 12,9%; todos los valores son mayores que el 5% aceptado por la NSR-98. Las causas de un porcentaje de materia orgánica elevado pueden ser explicadas por la presencia de agregado no síliceo dentro de los componentes del hormigón o por la carbonatación del mismo. El contenido de cemento, calculado a partir del ensayo químico, fue en promedio de 408 kg/m³. Los resultados de resistencia a tensión en las pruebas de adherencia muestran un hormigón con alguna falta de cohesión superficial en la

mayoría de los elementos evaluados, ya que en general la resistencia a tensión fue inferior a los 20 kg/cm^2 . La estructura de la Catedral de Manizales se encuentra actualmente, desde el punto de vista de la patología de sus materiales, en un proceso crítico, ya que la carbonatación del hormigón ha avanzado lenta pero inexorablemente hasta alcanzar, y en muchos elementos, sobrepasar el acero de refuerzo. No se aprecia, actualmente, una gran actividad corrosiva, pero se va a desarrollar muy pronto ya que las condiciones están dadas para que ello ocurra: acero despasivado, espesores de recubrimiento muy bajos en elementos importantes y agrietamientos que dan paso, libre a la humedad y el oxígeno, ingredientes que completan el cuadro de elementos necesarios para que la corrosión tenga inicio.

5 MODELACION DE LA ESTRUCTURA

Para la definición de la geometría se utilizó el programa ANSYS versión 5.0, el cual se encuentra instalado sobre sistema UNIX en el Centro de Computación Avanzada para Ingeniería MOX de la Universidad de los Andes. El modelo consta principalmente de 2 tipos de elementos:

- ◆ Tipo Beam 4-(elastic beam): Elemento uniaxial con capacidad de tensión, compresión, y torsión. Este elemento tiene dos nodos y cada uno de estos tiene a su vez 6 grados de libertad.
- ◆ Tipo Shell 63-(elastic shell): Elemento con comportamiento de membrana y de flexión en el plano. Permite carga sobre el plano y normal a este. Este elemento está compuesto de 4 nodos los cuales a su vez tiene 6 grados de libertad por nodo (3 traslacionales, 3 rotacionales).

Para la definición de cada elemento se asignó un material y una sección. En las Tablas 1 y 2 se describen las secciones para cada tipo de elemento. El material que se utilizó en todo el modelo es un hormigón con un $f'c = 20 \text{ Mpa}$. En la Tabla 3 se presentan las propiedades del material.

Después de la definición de el tipo de elemento, se procedió a la construcción del modelo aprovechando los recursos gráficos que dispone el programa ANSYS, como es la inserción de elementos, el acoplamiento de los mismos y el auto mallado, esta última herramienta, permite que se pueda mallar o hacer particiones de elementos para densificar la red de los mismos. Para la construcción del modelo en lo que se refiere a la parte geométrica fue necesario utilizar 6437 nodos, 8738 elementos tipo shell y 108 elementos tipo beam.

Tabla 1. Características de las secciones de los elementos tipo Shell.

Elemento Shell	Espesor de pared[m]	Observación Ubicación
Shell 1	0.15	Aguja central (desde cota50m-cota91m)
Shell 2	0.30	Cuerpo del modelo*

*Nota: Cuerpo del modelo se refiere a la totalidad de la estructura exceptuando la aguja desde la cota 50m hasta 91m.

Tabla 2. Características de las secciones de los elementos tipo Beam.

Propiedades	Elemento Tipo Beam			
	Colum-central (cajón)			Colum-inter
Dimensiones	Ancho (m)	Fondo (m)	Espesor (m)	Diámetro(m)
		2.5	2.5	0.3
Area (m ²)	2.64			0.50
Ixx (m ⁴)	2.16			0.02
Iyy (m ⁴)	2.16			0.02

Tabla 3. Propiedades del concreto.

Propiedad	Valor
Masa por Unidad Volumen (Kg/m ³)	2500
Peso por Unidad Volumen (N/m ³)	24525
Relación de Poisson	0.20

5.1 Definición de cargas y tipo de análisis

Para definir las cargas se traslado el modelo a Sap2000 Non-Linear versión 6.11, en el que se definió únicamente la carga gravitacional, como el peso propio de cada elemento. En la asignación de cargas existe un multiplicador al peso propio que permitió hacer el análisis de incrementos de peso propio. El análisis del modelo se ejecuto para tres circunstancias:

- Análisis estático: consistió en observar el comportamiento por peso propio de la estructura y determinar las reacciones en la base debido a las cargas gravitacionales. Esta carga en total se estimó en 13,000 ton. A parte del análisis convencional se realizo un incremento del peso propio hasta un valor del 400%, Figura 3 y Figura 4.

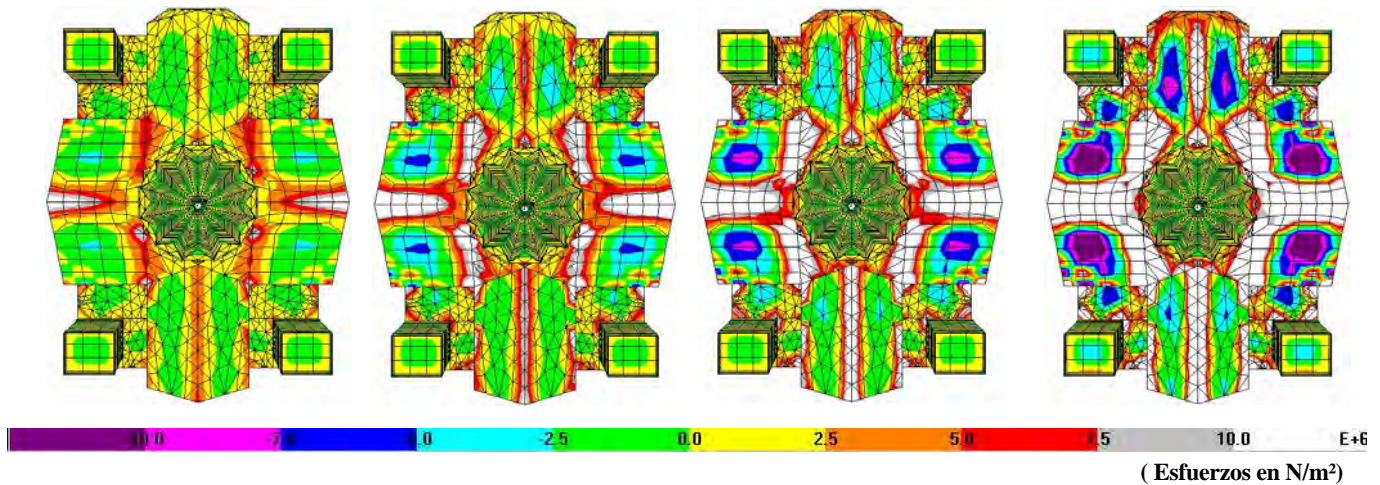


Figura 3. Análisis de incremento de peso propio visto en planta.

- Análisis dinámico: Se utilizó un tipo de análisis por Eigenvectors para los 10 primeros modos de vibración de la estructura. En la Tabla 4 se muestran las características

principales del análisis dinámico, como son los valores de cada modo de vibración como también la dirección del movimiento. Figura 5.

Tabla 4 Características de los modos de vibración

MODO	PERIODO (s)	MOVIMIENTO
1	0.897	Longitudinal
2	0.540	Transversal
3	0.355	Longitudinal
4	0.349	Rotacional
5	0.348	Longitudinal
6	0.347	Parcial-cubierta
7	0.329	Parcial-cubierta
8	0.309	Rotacional
9	0.306	Transversal
10	0.291	Rotacional

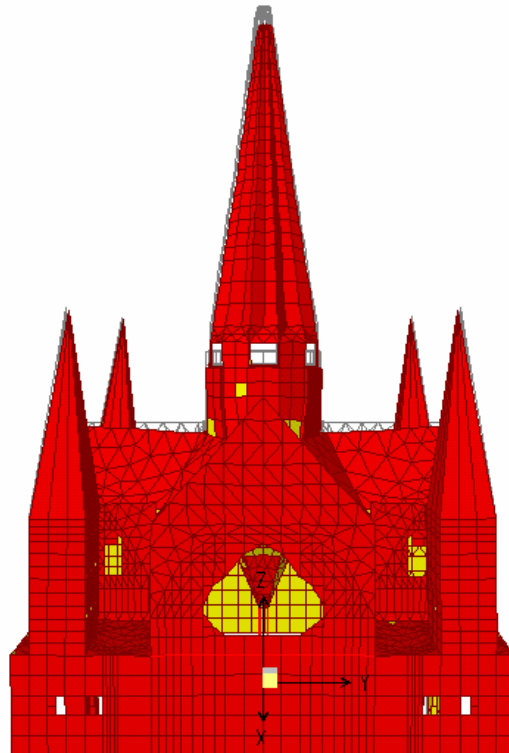


Figura 4. Deformada por peso propio.

- Análisis espectral: para este análisis se utilizó el espectro de respuesta obtenido del análisis de un modelo unidimensional de una columna de suelo con propiedades tanto estáticas como dinámicas obtenidas en laboratorio.

En este análisis se simuló la degradación de rigidez que tiene en la actualidad la Catedral. Para el efecto se introdujo al modelo tridimensional un espectro de respuesta equivalente al de un sismo de características similares al sucedido en el mes de Noviembre del año de 1979, con

una magnitud de 6.7 y una distancia a la falla de 100 kilómetros. De esta manera se simuló la acción del último sismo que afectó notablemente el edificio. Conocidos los esfuerzos causados, se “agrietaron” o ablandaron las partes de mayor concentración de los mismos, logrando una representación de las condiciones de resistencia y rigidez y el comportamiento no-lineal que tiene el edificio en la actualidad. Luego se procedió a introducir un espectro de respuesta de acuerdo con las características de los sismos esperados de diseño para la zona y así determinar el grado de vulnerabilidad que tiene el edificio en su estado actual.

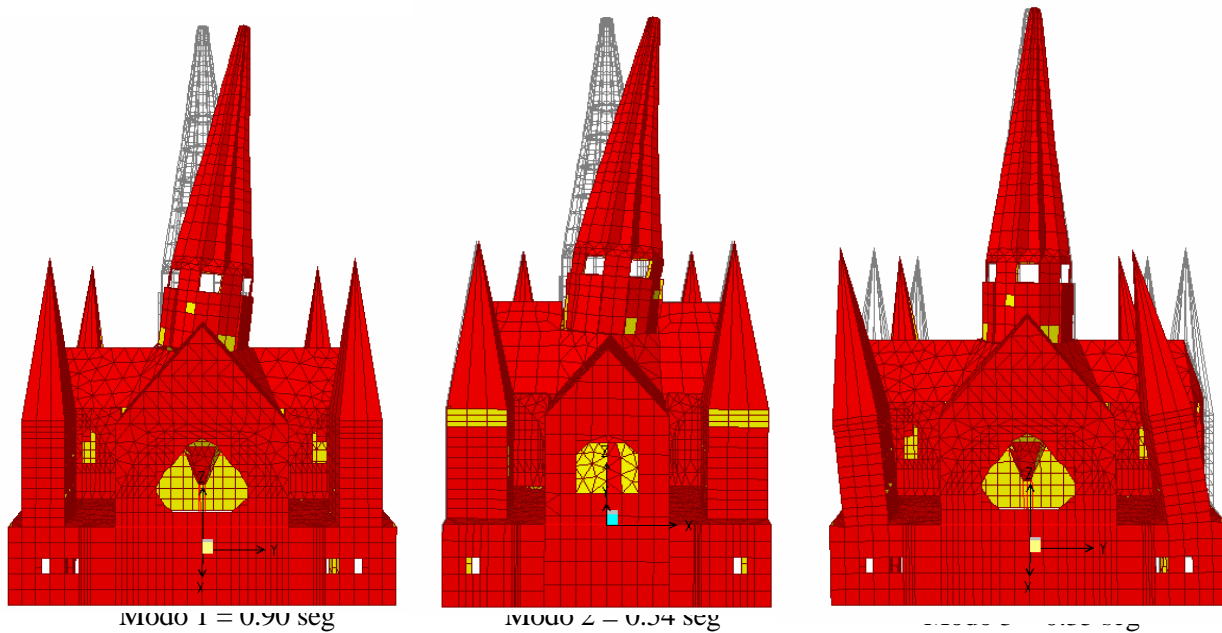


Figura 5. Modos de vibración

Un análisis del comportamiento dinámico de la aguja central se realizó con el fin de verificar los resultados obtenidos mediante este procedimiento.. Comparando los valores de los períodos de vibración obtenidos del modelo con los medidos mediante instrumentación y registro de vibraciones se pudo encontrar coincidencias que indican que con la utilización de un modelo elástico y la definición de un patrón de agrietamiento simulado por sismos previos, es posible valorar de manera simplificada el comportamiento inelástico de la estructura. Finalmente, utilizando el SAP2000 NL Push, se realizó un análisis de incremento de carga lateral paso a paso o “pushover”, el cual permitió verificar la capacidad de la estructura y definir el tipo de intervenciones que requiere para ofrecer un nivel de seguridad sísmica aceptable.

5.2 Evaluación de la respuesta sísmica

Para efectos de conocer en detalle el perfil geotécnico en el sitio, lo cual resulta fundamental para estimar la respuesta sísmica local y la posibilidad de resonancia del depósito de suelo y el edificio, se realizaron perforaciones profundas en las cuales se tomaron muestras de suelo para ser ensayadas en el laboratorio. Se realizaron ensayos tradicionales de caracterización física y mecánica y ensayos especiales como son los triaxiales cíclicos. La estratigrafía del sitio se caracteriza por una intercalación permanente de depósitos de limos de alta plasticidad de diferentes consistencias con profundidades entre 27 y 36 m. En términos generales el material

de cimentación superficial es relativamente blando con estratos compuestos por limos y arcillas competentes a profundidades intermedias Sobre las muestras suministradas se realizaron ensayos básicos de clasificación y compresión inconfiada. Los resultados encontrados se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5
Resumen de resultados de ensayos sobre
muestras de suelo inalteradas

Muestra No.	Profundidad	Tipo de Ensayo	Resultado
2	3.5m	Clasificación Compresión Inconfiada	LL=75.3 LP=34.4 IP=40.9 qu= 1.65 kg/cm ²
4	8.0m	Clasificación Compresión Inconfiada	LL=119.7 LP=33.1 IP=86.6 qu= 0.85 kg/cm ²
5	11.0m	Clasificación Compresión Inconfiada	LL=72.7 LP=39.3 IP=33.4 qu= 2.55 kg/cm ²

5.3 Propiedades dinámicas de los suelos

Luego de analizar el perfil estratigráfico se estableció que el suelo que controla la respuesta sísmica local es limo de alta plasticidad. Por lo anterior se realizaron ensayos triaxiales cíclicos, uno para cada una de las muestras recuperadas a diferentes profundidades. Las propiedades cíclicas de los otros estratos se estimaron con base en correlaciones establecidas teniendo en cuenta sus propiedades índice. Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron para presiones de confinamiento de $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. El comportamiento observado de los suelos corresponde al comportamiento típico de arcillas de las características anotadas. Estas son relativamente rígidas y comienzan a degradarse a partir de deformaciones del orden de 0.1%. Para valores del orden del 0.5% ya han perdido hasta el 50% de su rigidez. Los valores de G_0 varían entre 60 y 130 kg/cm² dependiendo de la presión de confinamiento que en este caso varió entre 0.5 y 1.5 kg/cm². Estos valores se modifican para considerar efectos como la velocidad de la aplicación de las cargas cíclicas y la presión de confinamiento real en el terreno para efectos de incluir los valores al modelo. Por otro lado el coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico se mantiene en valores pequeños hasta deformaciones del orden de 0.1% y solo a partir de este valor se logran valores de consideración hasta llegar a los valores entre el 12 y 23% para deformaciones cercanas al 1%.

5.4 Acelerogramas para el análisis dinámico

De acuerdo con la NSR-98, la aceleración máxima probable en roca en Manizales para efectos de diseño de edificaciones es de 0.25 g. Esta aceleración máxima corresponde a un período de exposición de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%, lo cual resulta en un sismo con un período de retorno promedio de 475 años. Con base en la aceleración máxima probable estimada para el terreno firme en Manizales se procedió a estimar el tipo de sismo esperado en el sitio específico donde está localizada la Catedral de Manizales, para lo cual hay que tener en cuenta la estratigrafía de la zona y las propiedades geotécnicas y dinámicas de los suelos correspondientes.

Para efectos de determinar los acelerogramas para el análisis de la respuesta dinámica del subsuelo se utilizaron estudios previos disponibles (Alcaldía de Manizales, Estudios de

Amenaza Sísmica y Evaluación Sismogeotécnica preliminar para la Zonificación Sísmica de Manizales, Universidad de los Andes, marzo de 1998, Zonificación Sísmica de Pereira, Universidad de los Andes, marzo de 1999) con base en los cuales pueden establecerse los siguientes acelerogramas de análisis:

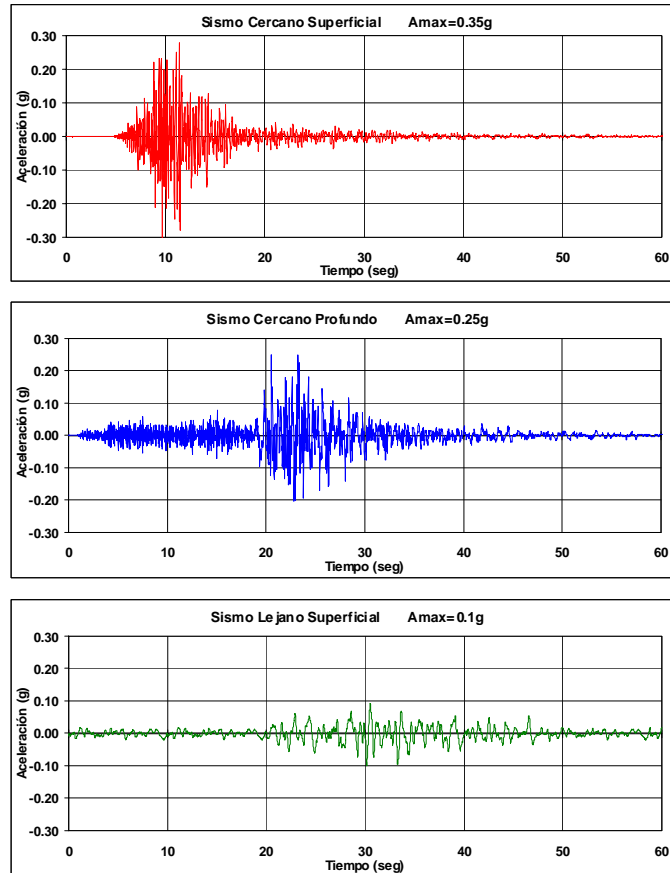


Figura 6. Acelerogramas utilizados para el análisis de la respuesta sísmica.

- Para considerar el efecto de las fuentes locales cercanas a la ciudad como lo es la falla de e Romeral se consideró la señal correspondiente al sismo de Armenia del 25 de enero de 1999, la señal registrada en la estación de la Universidad del Quindío ubicada a unos 17 km del epicentro sísmico, procesada mediante deconvolución y análisis de sensibilidad para obtener una señal en roca y escalado a un valor pico de aceleración de 0.35 g. con una duración total aproximada de 30 seg en al fase intensa.
- Una de las fuentes sismogénicas de mayor peligrosidad para la zona de estudio está conformada por la zona de Benioff correspondiente a la placa Nazca subducida por debajo de la placa suramérica. Para la caracterización del movimiento sísmico proveniente de la fuente Benioff de profundidad entre 80 y 150 km se seleccionó el registro del sismo de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995, en la estación Anserma, dirección EW, escalado a una aceleración máxima de 0.25 g, con el contenido frecuencial y duración originales de la señal (del orden 50 seg).
- Finalmente para considerar el efecto de un sismo severo, bastante lejano y que llegue a la ciudad con una amplitud relativamente baja y un contenido frecuencial especialmente bajo,

como podría ser el caso de un sismo que ocurra en la zona de subducción o un sismo como el de Murindó de 1982 con mayor magnitud, se considera el acelerograma registrado en la UNAM, México el 19 de septiembre de 1985, escalado a una aceleración máxima de 0.10 g con una duración de la fase intensa del orden de 60 seg.

La Figura 6 presenta los acelerogramas que se utilizaron como señales de entrada para el análisis de respuesta dinámica de la estratigrafía del subsuelo en la Catedral de Manizales.

5.5 Respuesta dinámica y espectro de análisis de la estructura

Para determinar la amenaza sísmica local en el sitio de interés se procedió entonces a modelar el depósito de suelo con dos columnas estratigráficas unidimensionales, dado que se contaba con dos perforaciones a las cuales se asignaron propiedades de densidad, degradación de la rigidez y amortiguamiento, de acuerdo con la información de laboratorio disponible. La Tabla 6 resume las características estratigráficas del subsuelo lo cual conforma la base del modelo realizado. De esta manera se cuenta con un modelo unidimensional de 36m de espesor que sirve de base para determinar la respuesta dinámica en el sitio. Procesando las señales sísmicas seleccionadas a través del modelo unidimensional no lineal del perfil del suelo se obtienen las respuestas esperadas en superficie a partir de las cuales es posible calcular los espectros de respuesta en superficie. El espectro de amplificación del depósito permite establecer que el período fundamental del depósito está entre 1.0 y 1.3 segundos.

En la Figura 7 se presentan los espectros hipotéticos del sismo de noviembre de 1979 contruidos a partir de un acelerograma sintético escalado y definido con base en la información disponible del sismo mencionado. La Figura 8 resume los espectros de respuesta en superficie establecidos, con base en los sismos estimados en roca, para diferentes escenarios de eventos de importancia. Igualmente y para efectos comparativos se incluyen en esta figura los espectros de diseño de la NSR-98. Debe anotarse que por haberse definido este edificio como edificio indispensable luego de la ocurrencia del sismo, se ha aplicado un coeficiente de importancia al espectro de la NSR-98 de 1.3 según lo establecido en el capítulo A.2.5.2 de la NSR-98. Este factor sin embargo no se ha aplicado al espectro resultante de la amplificación local del subsuelo por tener éste menor incertidumbre que el correspondiente a la norma.

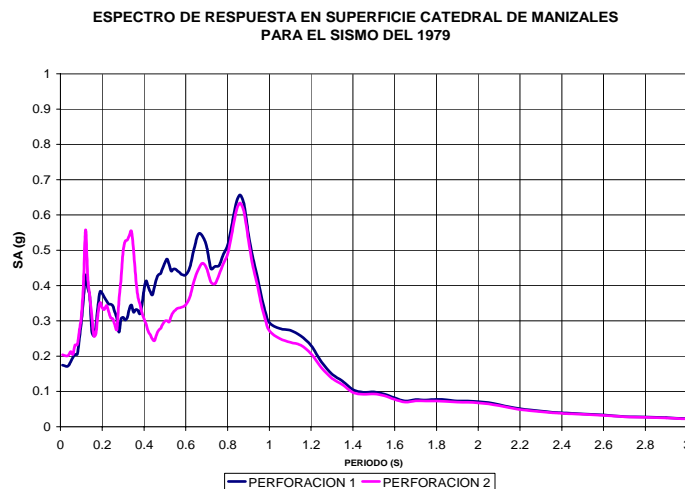


Figura 7. Espectros de respuesta del sismo de 1979

Tabla 6
Características estratigráficas del subsuelo
para modelo de respuesta dinámico

Descripcion	ω	$\sigma o'$ T/m ²	IL	Profundidad m	Gmax Kg/cm ²	Peso Unitario T/m ³	Vs m/s
LIMO	0.60	1.9	0.00	2.0	53	1.50	
LIMO	0.60	3.8	0.00	4.0	99	1.50	
LIMO	0.80	5.7	0.25	6.0	144	1.50	
LIMO	0.80	6.3	0.25	8.0	190	1.50	
LIMO	1.00	7.0	0.40	10.0	236	1.50	
LIMO	0.90	7.6	0.50	12.0	282	1.50	
LIMO	0.80	8.2	0.60	14.0	327	1.50	
LIMO	0.70	8.9	0.40	16.0	373	1.50	
LIMO	0.70	9.5	0.75	18.0	419	1.50	
LIMO	0.60	10.1	0.67	20.0	464	1.50	
LIMO	0.60	10.8	0.67	22.0	510	1.50	
LIMO	0.70	11.4	2.00	24.0	556	1.50	
LIMO	0.70	12.0	2.00	26.0	602	1.50	
LIMO	0.60	12.7	0.50	28.0	647	1.50	
LIMO	0.60	13.3	1.00	30.0	693	1.50	
LIMO	0.80	13.9	0.00	32.0	739	1.50	
LIMO	0.80	14.6	0.00	34.0	784	1.50	
LIMO	1.00	15.2	0.00	36.0	830	1.50	
LIMO	1.00	15.8	0.00	38.0	876	1.50	
Conglomerado						1.80	700

ESPECTROS DE RESPUESTA EN SUPERFICIE

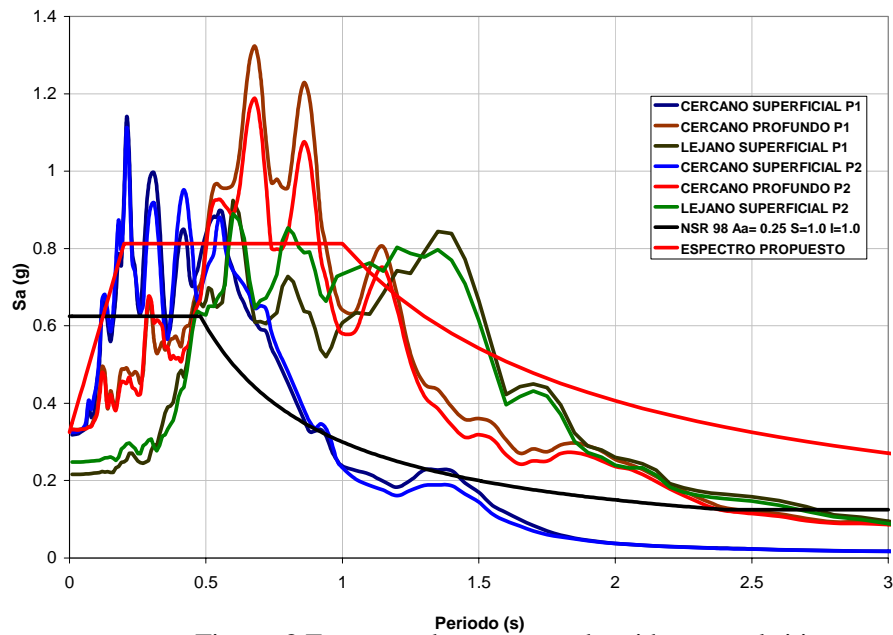


Figura 8 Espectros de respuesta obtenidos para el sitio

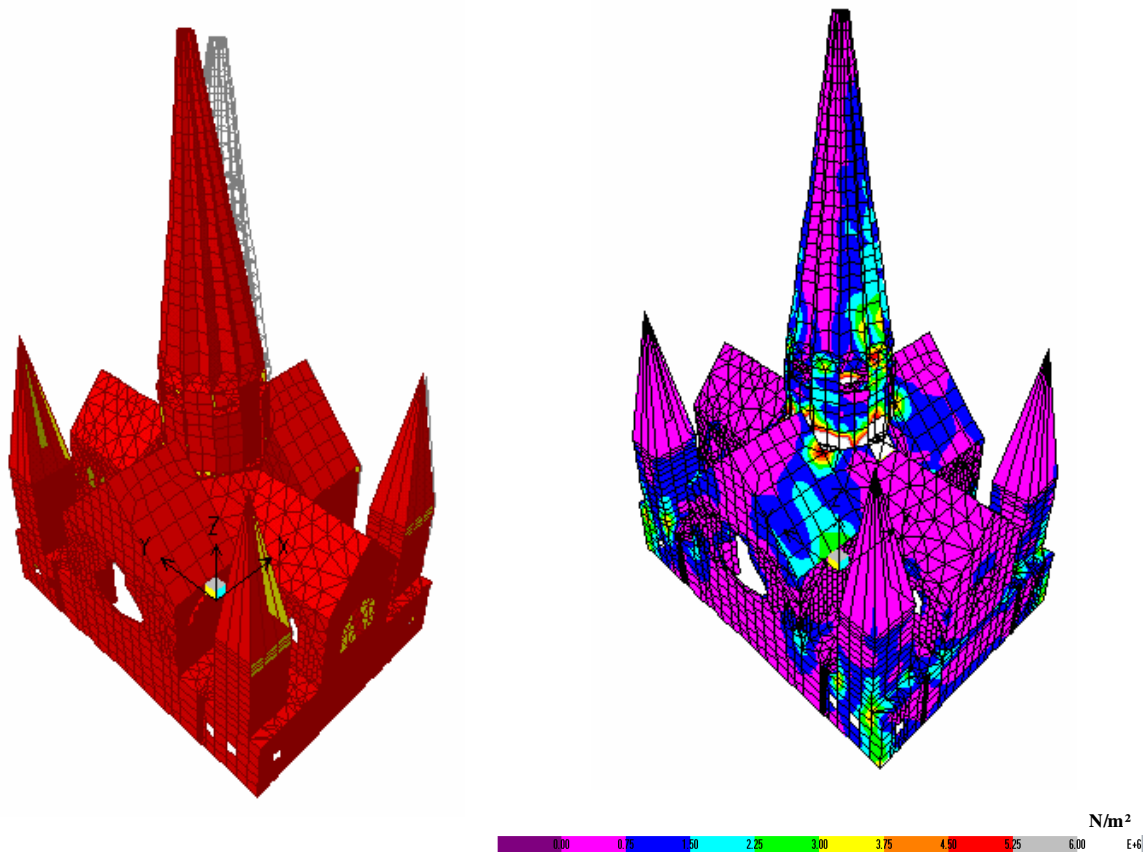


Figura 9 Deformada y esfuerzos (N/m^2) debido al espectro hipotético de 1979 en dirección longitudinal

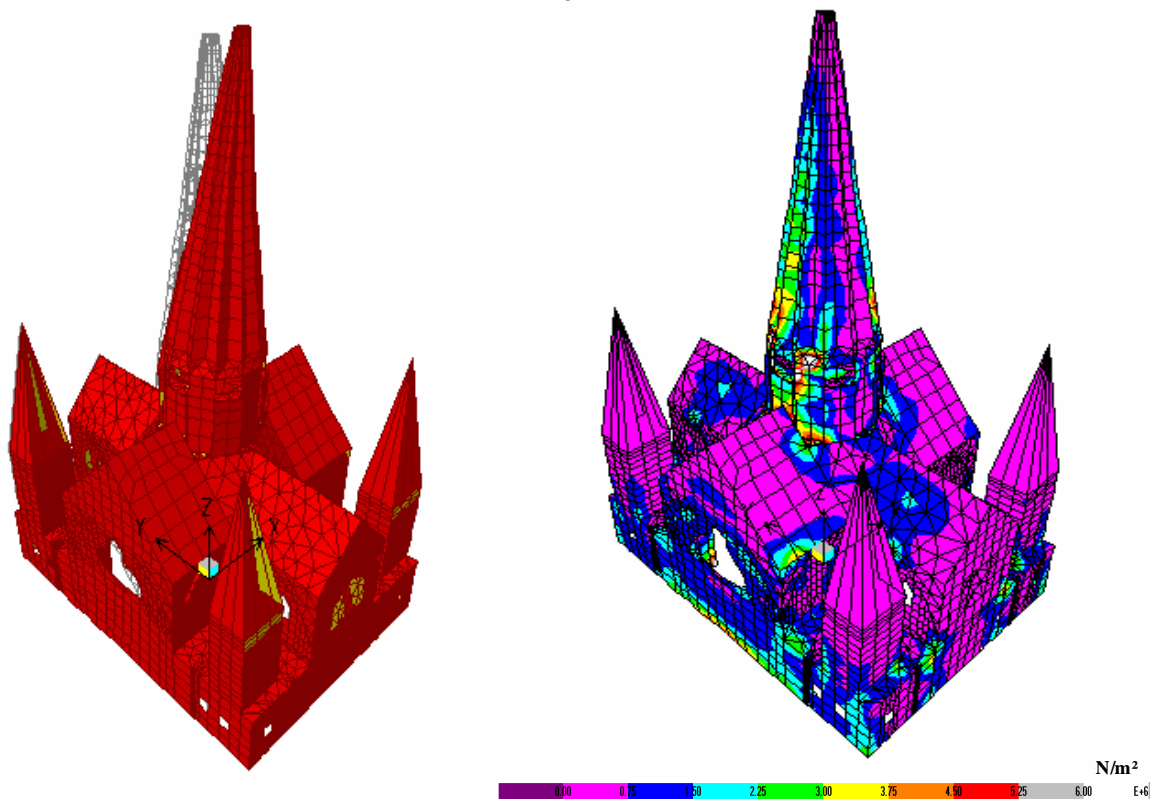


Figura 10. Deformada y esfuerzos (N/m^2) debido al espectro de diseño en dirección longitudinal.

Para efectos del análisis de vulnerabilidad de la catedral se propuso, entonces, un espectro para el análisis obtenido a partir de la envolvente propuesta en la Figura 8 y que representa en forma cuantitativa la amenaza sísmica local en la superficie para el sitio bajo estudio. La Figura 9 y 10 presentan los resultados gráficos de los esfuerzos generados tanto por el sismo de 1979 como los obtenidos con el espectro de diseño, una vez agrietado el edificio.

6 REFUERZO SISMORRESISTENTE

Una vez evaluada la vulnerabilidad sísmica de la estructura en el cual se pudo determinar los esfuerzos en toda la estructura y por lo tanto los sitios críticos o que pueden ser insuficientes para atender acciones sísmicas más severas, se llevó a cabo un análisis de interacción suelo-estructura con el fin de estimar cómo se amplía el período de vibración de la estructura y cómo se relaja su comportamiento. Para el grupo consultor los resultados de estos estudios, que adicionalmente fueron verificados utilizando un modelo simplificado realizado mediante el programa de computador PDCOMB, indican que los muros de la Catedral se han fisurado o agrietado en sismos anteriores debido a que actúan prácticamente en forma desacoplada. Los agrietamientos se han presentado precisamente porque no existe la capacidad en los muros de la estructura para moverse monolíticamente en un solo conjunto. La mayoría de los agrietamientos se han presentado por la insuficiencia de los mismos para soportar fuerza cortante. Dado que la cimentación es un sistema de nervaduras, algunas de las cuales son poco rígidas por sus acartelamientos, permite adicionalmente, ante la acción sísmica, que los muros giren o roten por falta de empotramiento. Este tipo de situación es muy desfavorable y explica el desacople de los muros y sus agrietamientos. Por esta razón es fundamental reforzar la capacidad de los muros existentes con elementos estructurales competentes que mejoren la resistencia y la capacidad de disipación de energía de la estructura.

Por otra parte, el movimiento de la aguja central, que tiene un peso del orden de 3,500 toneladas, induce esfuerzos muy notables en la base de la misma cuando vibra ante la acción de un sismo. Dado que existe un sitio cerca de la base donde la placa plegada que la conforma se apoya en un grupo de pilares cuyo refuerzo puede ser insuficiente para absorber los esfuerzos de tracción se considera que esta zona es crítica y debe ser reforzada.

También, se pudo ratificar que las torres o agujas esquineras que fueron reforzadas mediante una estructura metálica interior, no están adecuadamente ancladas, ofreciendo una alta posibilidad de inestabilidad en caso de un sismo severo. Por lo tanto, es pertinente llevar a cabo una intervención que garantice una mayor estabilidad y anclaje a la cimentación.

6.1 Intervenciones estructurales

En consecuencia de lo anterior, se diseñaron una serie de intervenciones para corregir las deficiencias encontradas y para mejorar el comportamiento estructural de la Catedral en caso de sismo.

El estudio estableció que es necesario reforzar la estructura para un mejor comportamiento ante las cargas laterales mediante ocho muros estructurales ortogonales nuevos ubicados en la periferia en los sitios considerados de mayor eficiencia para efectos estructurales y en donde no

causen mayores cambios en la arquitectura original del edificio. Dichos muros podrían reemplazar los muros existentes, sin embargo, debido a las dificultades que esto significaría para la construcción se estableció que dichos muros sean construidos adosados mediante anclajes a los muros existentes allí ubicados. Figuras 11 y 12. Esta situación, aunque modifica de manera menor la fachada, es preferible dado que las cargas verticales siguen siendo trasladadas a la cimentación por los muros existentes. Por otra parte, se evitan grandes dificultades y riesgos en el proceso constructivo, pues en caso contrario sería necesario sostener temporalmente grandes cargas tanto verticales como de los empujes de los arcos que allí convergen. Estos nuevos muros deben contar con elementos de borde capaces de soportar los momentos que se generarían en caso de sismo y deben llegar a la cimentación apoyándose sobre una nueva viga de cimentación alta, ubicada debajo de la cimentación existente, que a su vez debe construirse apoyada sobre caissons que garanticen el empotramiento o no giro de los nuevos muros. Estos nuevos elementos estructurales deben contar con vigas en diferentes niveles y en su parte superior se debe garantizar que sean conectados mediante un entramado de nuevas vigas que conformen un anillo a nivel del diafragma existente entre los niveles 24 y 27 m, con el fin de aportar un sistema idóneo para absorber esfuerzos de tracción cuando se mueva la estructura por un movimiento sísmico. Figura 13. Tanto la construcción de la nueva cimentación para los nuevos muros como construcción de las nuevas vigas que los conecten debe ser consultada y aprobada por el grupo diseñador en el momento de su realización debido a la complejidad de esta labor y a la necesidad de precisar aspectos de diseño una vez se conozcan las condiciones del refuerzo existente en los elementos estructurales comprometidos.

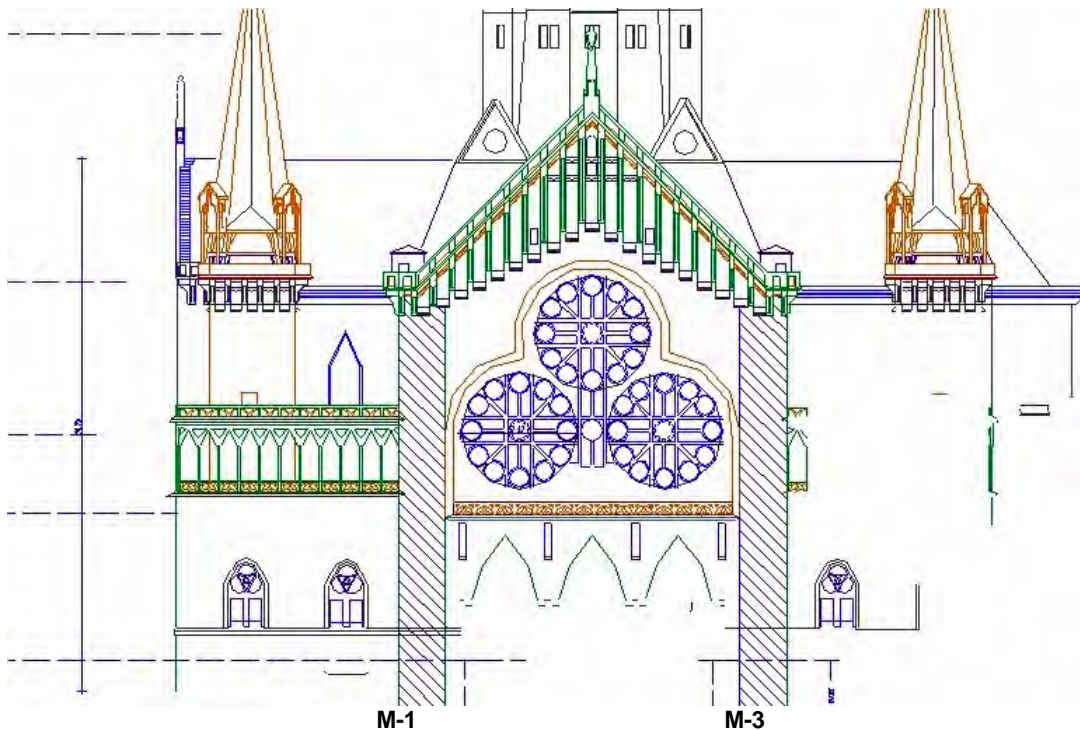


Figura 11. Detalle de plano de intervención estructural de muros adosados

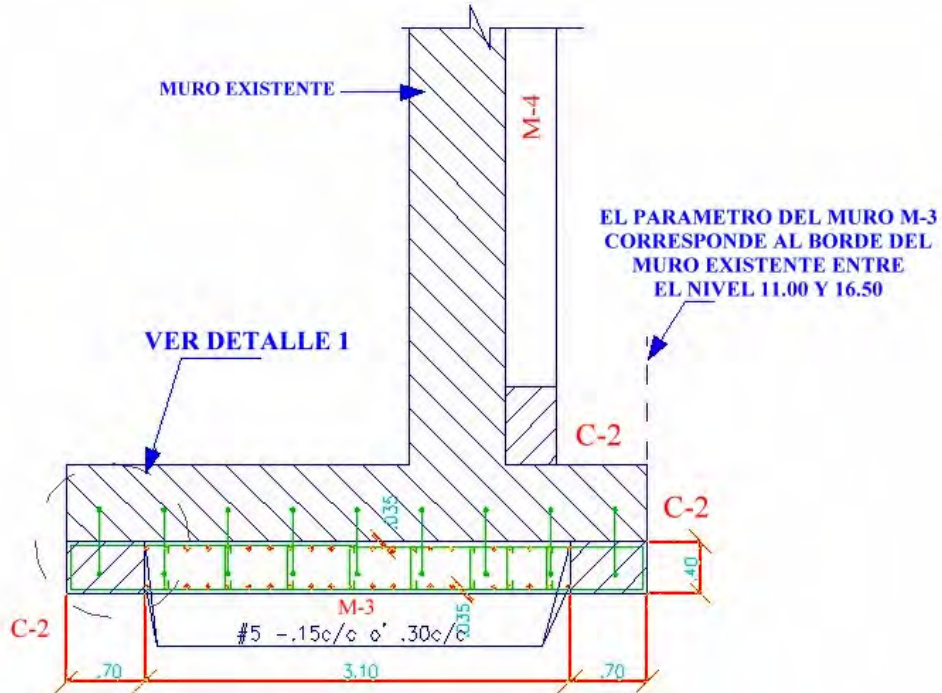


Figura 12. Detalle de plano de anclajes de uno de los muros adosados

La torre central debe ser intervenida en su base mediante seis pantallas de refuerzo adosadas a la placa plegada que conforma la aguja. De esta manera se mejora la capacidad de la estructura en la base de la torre para soportar esfuerzos de tracción cuando la misma está sometida a fuerzas laterales causadas por sismo. Figura 14.

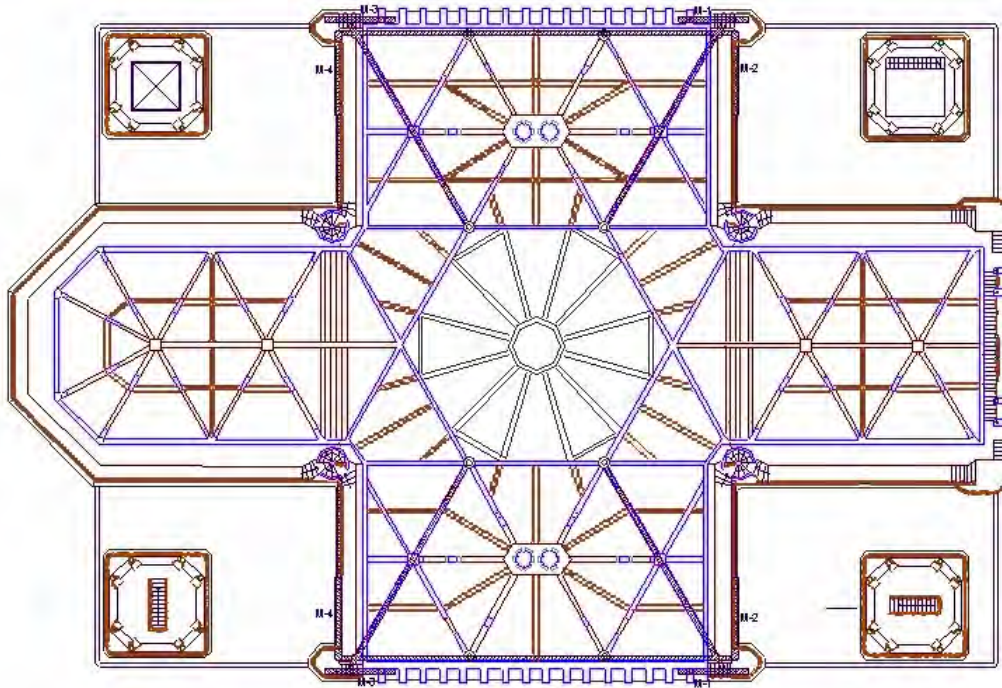


Figura 13. Planta de intervenciones de muros y vigas a nivel de cubierta

También, para efectos de mejorar la estabilidad de las agujas o torres esquineras se ha dispuesto de una conexión mediante varillas especiales de gran diámetro que conecten la base de la estructura metálica interna de refuerzo de las torres con una nueva viga localizada en la cimentación a la cual deben ir ancladas. De esta forma estas varillas actúan como un tensor que impida el vuelco de la torre en caso de un sismo muy fuerte.

Para estas intervenciones estructurales se ha estimado la cantidad de obra y el presupuesto de costos directos, los cuales sirven de referencia para efectos de preparar los presupuestos finales que deben considerar de manera más detallada los costos indirectos y otros costos relacionados con los procedimientos de construcción y ajustes de obra según se establezca con el grupo diseñador en el momento de su ejecución. No se incluye el costo de la protección y rehabilitación de los materiales que han sufrido acciones patológicas, los cuales no obstante que se presentó un diagnóstico general, no eran objeto de este estudio. Dichos costos deben establecerse con las firmas que ofrecen productos apropiados para protección de los materiales. Esta actividad puede hacerse independientemente de la intervención estructural y puede ser objeto de un contrato aparte.

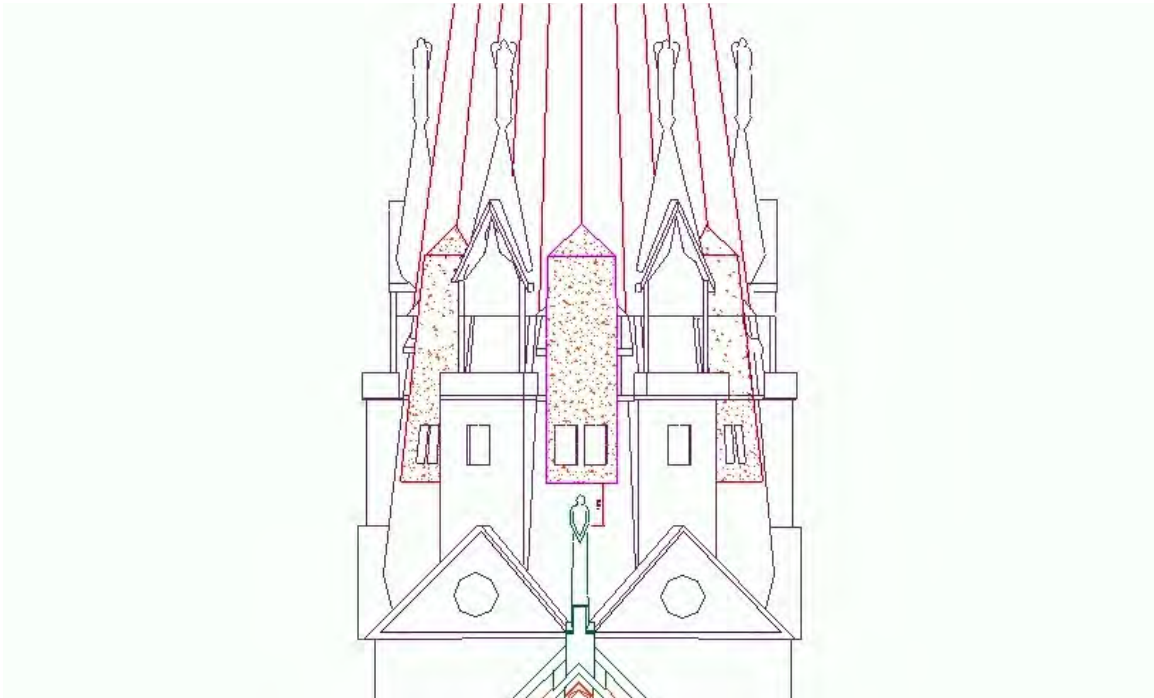


Figura 14. Detalle de pantallas de refuerzo adosadas en la aguja central

7 CONCLUSIONES

La Catedral Basílica de Manizales es uno de los monumentos de la nación de mayor valor histórico del Antioquia. Su diseño y construcción en hormigón armado en los años 20 y 30 tienen un profundo significado, dado que el templo representa el desarrollo de una cultura sísmica local.

Este edificio a sufrido la acción de varios sismos que la han afectado notablemente. Su conservación depende del grado de protección sismorresistente que se logre, resultado de una intervención cuidadosa que preserve el monumento hacia el futuro. Su estado actual es crítico y su permanencia depende de que dicha intervención se realice en el menor tiempo posible dado que incluso un sismo moderado, como los que ocurren con cierta frecuencia en la zona, podrían comprometer su estabilidad parcial o total.

La estructura de la Catedral Basílica de Manizales se encuentra actualmente, desde el punto de vista de la patología de sus materiales, en un proceso crítico, ya que la carbonatación del hormigón ha avanzado lenta pero inexorablemente hasta alcanzar, y en muchos elementos, sobrepasar el acero de refuerzo. Aunque no se aprecia una gran actividad corrosiva, pronto se desarrollará en forma generalizada.

Con la utilización de un modelo elástico y la definición de un patrón de agrietamiento simulado por sismos previos, ha sido posible valorar de manera simplificada el comportamiento inelástico de la estructura, lo que ha permitido llevar a cabo una evaluación de la vulnerabilidad sísmica en términos de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía. Este tipo de estudio ha permitido mediante un análisis dinámico utilizando elementos finitos, determinar las principales deficiencias y debilidades del templo ante la acción sísmica regional, la cual ha sido moderada teniendo en cuenta los efectos de amplificación de los suelos subyacentes y los registros de sismos ocurridos en la zona.

La Catedral Basílica de Manizales debe someterse a una rehabilitación y refuerzo de su estructura con técnicas apropiadas mediante las cuales se le de protección a sus materiales estructurales y se logre mejor comportamiento sismorresistente. Dado su valor histórico monumental y la cantidad de personas que pueden llegar a ocuparla, este templo se recomienda que se trate como un edificio indispensable de acuerdo con los requisitos de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98.

8 REFERENCIAS

- Aquaterra Ltda., 1998, "*Realización de Sondeos y Apiques de los Suelos de la Catedral Basílica de Manizales*" Informe de Estudio, Manizales, Colombia.
- Arcila, Carlos A. y Zambrano, Jorge, 1999, "*Evaluación y Diagnóstico de la Estructura de la Catedral de Manizales*", Informe de Patología, SIKA Andina S.A., Bogotá, Colombia.
- Areas Ltda., 1998, "*Análisis de los Suelos y la Cimentación de la Catedral Basílica de Manizales*" Informe de Estudio, Bogotá, Colombia.
- Cardona, Omar D., Yamín, Luis E. y Correal, Juan F., 1999, "*Análisis de Vulnerabilidad Estructural de la Catedral de Manizales Utilizando Elementos Finitos*", Informe de Estudio, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Esguerra, Jorge E., 1998, "*Contexto Histórico y Valoración de la Catedral Basílica de Manizales*", Informe de Estudio, Manizales, Colombia.
- Gutierrez de López, Libia, 1998, "*Ensayos de Resistencia de Materiales de Catedral Basílica de Manizales*", Informe de Estudio, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia.

- Jaramillo, Juan D., 1998, "*Investigación de los Períodos de Vibración Mediante Instrumentación de la Catedral de Manizales*", *Informe de estudio*, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia.
- Ocampo, Juan G., 1998, "*Levantamiento Arquitectónico y Realidad Virtual de la Catedral Basílica de Manizales*", *Informe de Estudio*, Manizales y Bogotá, Colombia.
- Proyectos y Diseños Ltda., Proyectistas Civiles Asociados Ltda., 1999, "*Diseño de las Intervenciones de Refuerzo Sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales*", *Informe de Estudio*, Bogotá, Colombia.
- Yamín, Luis E. y Correal, Juan F., 1998, "*Ensayos de Laboratorio de los Suelos de la Catedral Basílica de Manizales*", *Informe de Estudio*, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Yamín, Luis E. y Correal, Juan F., 1999, "*Espectro de Diseño para la Catedral Basílica de Manizales*", *Informe de Estudio*, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.