

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y
Recuperación de la Construcción

Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i3>
revistaalconpat@gmail.com

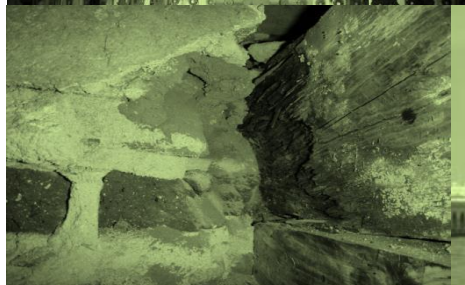


eISSN: 2007-6835

Volumen 4

Septiembre – Diciembre 2014

Número 3



Revista Latinoamericana de Control, de Calidad Patología y
Recuperación de la Construcción

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

F. Bolina, B. Tutikian: Análise da origem das manifestações patológicas em pavimento de concreto de uma rodovia pelo método dos elementos finitos: estudo de caso. 172

J. L. Gómez, K. Klein, G. Montiel: Estudio de los daños y refuerzos necesarios para la recuperación del techo de la iglesia de Salsipuedes-Córdoba-Argentina 182

R. Muñoz: Projeto de estabilização estrutural das paredes de apoio da abóbada central da Igreja de Santa Teresa. 192

P. Castro-Borges, M. Balancán-Zapata, A. López-González, M. Córdoba-Quintal: Inspección de una losa de 70 años de un edificio en el Golfo de México. 202

G. González del Solar, P. E. Martín, F. A. Calderón, N. G. Maldonado, I. A. Maldonado: Importancia de la modelación numérica en la puesta en valor de estructuras patrimoniales de mampostería en zona sísmica. 211

M. Oliveira, R. Muñoz, A. Magalhães: Proposta de consolidação estrutural da Igreja de Nossa Senhora do Monte do Recôncavo. 228



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional, Unidad Mérida
(CINVESTAV IPN – Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

MSc. Sergio Raúl Espejo Niño
PhD en Estructuras UPM, Gestión Civil Ingeniero
Bogotá, **Colombia**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de
Ingeniería Civil
Monterrey, Nuevo León, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas
Universidad Politécnica de Madrid.
Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni
Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires.
Buenos Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene
Universidade de São Paulo.
São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo)
Saltillo, Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.
Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón
Centro de Estudios de Corrosión
Universidad de Zulia
Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco
Universidad Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

RAV4N3, Septiembre - Diciembre 2014

Mensaje del Editor en Jefe

REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROL DE CALIDAD,
PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el tercer número de nuestro cuarto año al aire.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas que pudiesen tener aplicación con los casos de estudio.

En este V4N3, tenemos 6 artículos. Iniciamos con un trabajo procedente de **Brasil**. Fernando Bolina y Bernardo Tutikian hacen un análisis de elemento finito para las causas de la aparición de manifestaciones patológicas en las losas de concreto en una carretera ubicada en el estado de Río Grande del Sur, Brasil. Como resultado de su estudio descubren la importancia del efecto técnico en el deterioro de las carreteras

En el segundo artículo, José Luis Gómez y colegas de **Argentina** estudian el estado tensional de las barras del reticulado y la materialización del apoyo de las vigas principales en los muros de mampostería de la Iglesia de Salsipuedes en la Provincia de Córdoba, y con base en él proyectan los refuerzos necesarios para lograr el funcionamiento de la estructura con un grado de seguridad adecuado

En el tercer artículo, proveniente de **Brasil**, Rosana Muñoz presenta la solución para estabilizar las paredes de apoyo de la cúpula central, con el uso de varillas de metal, en la Iglesia y el Convento de Santa Teresa, que se encuentra en Salvador de Bahía, Brasil.

En el cuarto artículo, procedente de **México**, se inspecciona un edificio de setenta años de antigüedad, expuesto a un ambiente agresivo en el Golfo de México. Debido a la exposición a cloruros y la falta de mantenimiento, su losa mostró síntomas de corrosión y desprendimientos de concreto que hicieron necesaria la sustitución del acero por polímeros reforzados con fibra de carbón (CFRP)

Nuestro quinto artículo viene de **Argentina**, donde Graciela Maldonado y colegas aplican la

modelación numérica en un edificio de mampostería cerámica cocida de fines del siglo XIX en la zona de mayor riesgo sísmico de Argentina mediante el método de los elementos finitos.

En el sexto y último artículo de este número M. Oliveira y colegas de **Brasil**, proponen medidas de intervención patrimonial para la estabilización de elementos de construcción, teniendo en cuenta un mantenimiento con la misma lógica estructural, en la Iglesia de Nuestra Señora del Monte, construida en Bahía, Brasil, probablemente a principios del siglo XVIII, en San Francisco do Conde

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT Internacional. Sin duda, los artículos de este número constituirán una referencia importante para el público.

Al finalizar nuestro cuarto año, la diversidad y nivel de nuestros artículos se ha incrementado considerablemente.

Agradecemos a nuestros autores de éste y de los demás números de este año su voluntad y esfuerzo para cumplir con la calidad y tiempos establecidos. Les deseamos a todos nuestros autores, lectores y miembros del comité editorial y de la familia ALCONPAT una feliz navidad y un próspero año 2015.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Análise da origem das manifestações patológicas em pavimento de concreto de uma rodovia pelo método dos elementos finitos: estudo de caso

F. Bolina¹, B. Tutikian²

¹ITT Performance, Mestrando PPGArqUrb, Unisinos. Brasil

²ITT Performance, Professor PPGArqUrb, Unisinos. Brasil

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4.i3.67>

Artículo recibido el 12 de Julio de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 10 de Septiembre de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2015.

RESUMO

No que tange assuntos concernentes à infraestrutura, observa-se que a rodovia brasileira Mário Quintana, a chamada ERS-118, situada no estado do Rio Grande do Sul, Brasil, anuncia-se em circunstâncias alarmantes de conservação e trafegabilidade devido ao elevado grau de deterioração do pavimento. O objetivo deste trabalho é analisar as possíveis causas que culminaram no surgimento de manifestações patológicas nas placas de concreto desta rodovia. O estudo baseou-se na análise estrutural destes elementos. Para tanto, este trabalho fundamentou-se no método de dimensionamento por elementos finitos e na subsequente análise dos resultados pela correlação entre tensões produzidas *versus* número admissível de eixos passantes. O estudo foi dividido em três partes: (1º) método de análise estrutural das placas, (2º) discussão dos resultados e (3º) conclusão. Como resultado, verificou-se que muitas das manifestações patológicas podem ter provindo do efeito térmico resultante sobre as placas.

Palavras chave: patologia; pavimentos; concreto.

ABSTRACT

Regarding issues pertaining to infrastructure, it is observed that the Brazilian's highway Mário Quintana, call ERS-118, located in the state of Rio Grande do Sul, Brazil, announces in alarming conservations circumstances and trafficability due to the high deterioration degree of the pavement. The objective of this work is to analyze the possible causes that produced the pathological manifestations in the pavement concrete. The study was based on the structural analysis of these elements. Therefore, this study was based on the method of finite elements and subsequent analysis of the results produced by the correlation between stress *versus* number of permissible axle bushings. The study was divided into three parts: (1) method of pavement's structural analysis, (2) discussion of the results and (3) conclusion. As a result, it was found that many of the pathological manifestations may have stemmed from the thermal effects arising in the pavement concrete.

Keywords: pathology; pavements; concrete.

Autor de contato: Fabricio Bolina (fabriciobolina@gmail.com)

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 3, Septiembre - Diciembre 2014, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2014.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUÇÃO

Nunca se vendeu tantos veículos no Brasil. E nunca a discussão sobre congestionamentos esteve tão presente na vida dos brasileiros. Este incremento descomedido do tráfego de veículos automotores emerge, com veemência, debates concernentes à infraestrutura, tornando-se progressiva a relevância da necessidade de construção, ampliação e recuperação das rodovias deste país, de modo a absorver satisfatoriamente a volumetria de tráfego demandada.

Neste contexto, os pavimentos de concreto de cimento Portland vêm ocupando um espaço cada vez mais amplo no processo de desenvolvimento urbano e rodoviário (Balbo, 1989). Entretanto, devido ao efetivo desconhecimento do comportamento dos materiais ao longo do tempo, da carência de algumas normas regulamentadoras e da inexistência de ferramentas computacionais de cálculo mais precisas, o que se observa hoje são inúmeras obras deste tipo com vida útil findada precocemente.

No universo das estradas brasileiras pavimentadas com placas de concreto, a rodovia estadual Mário Quintana, a chamada ERS-118, apresenta-se com níveis alarmantes de deterioração destes elementos. Situada no estado do Rio Grande do Sul, Brasil, trata-se de uma estrada com inauguração datada de 1977 que, possuindo 80,2 km de extensão, liga a cidade de Sapucaia do Sul, na região metropolitana, ao litoral sul do estado. Uma ilustração típica do estado de conservação desta rodovia é apresentada na Figura 1 e Figura 2.



Figura 1. Fissuras lineares observadas nas placas de concreto da rodovia ERS-118, nas proximidades do Km 20.



Figura 2. Fissuras lineares observadas nas placas de concreto da rodovia ERS-118, nas proximidades do Km 23.

Com o intuito de estudar as prováveis causas do surgimento e propagação das manifestações patológicas das placas de concreto desta rodovia, este trabalho objetiva-se na simulação e análise estrutural destas placas.

A modelagem e simulação estrutural destes elementos foram realizadas segundo o método dos elementos finitos, com o auxílio do software computacional STRAP 2011. Posteriormente, a análise da fadiga das placas foi fundamentada na relação entre tensões e número admissível de repetições de carga, proposta, devido à inexistência de uma norma regulamentadora nacional, no manual de pavimentos rígidos do DNIT IPR-714 (2005).

O trabalho é discorrido em três partes: (a) método de análise estrutural das placas, (b) discussão dos resultados e (c) conclusão. No primeiro item é descrita a fundamentação teórica do método dos elementos finitos e do método de avaliação das tensões nas placas propostas pelo DNIT, além dos critérios admitidos no cálculo destes elementos. No segundo item são discutidas as respostas obtidas com a aplicação de cada método. Finalmente, no último item, presume-se a origem das manifestações patológicas desta rodovia.

Para a análise estrutural, as propriedades do concreto foram apoiadas na resistência à compressão característica de projeto informado por engenheiros que participaram da execução das placas, dado a inacessibilidade do projeto original desta rodovia. As demais propriedades mecânicas admitidas foram deduzidas numericamente através deste f_{ck} , por intermédio de formulações matemáticas fornecidas pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

As vantagens da aplicação dos pavimentos de concreto são, em essência, a resistência ao tráfego intenso e pesado, vida útil teoricamente elevada, superfície indeformável, maior visibilidade quando comparada ao pavimento asfáltico, melhor aderência e custos reduzidos de manutenção (Senço, 1997). O pavimento de concreto torna-se ainda mais interessante quando considerados os menores montantes de recursos exigidos em medidas de reabilitação (Severi, 2002).

Entretanto, como qualquer outra estrutura constituída deste material, uma deficiência de projeto e/ou inexistência de manutenção adequada não raramente culmina no surgimento de manifestações patológicas de significativa intensidade, acarretando, não raras vezes, em custos de reparo ou substituição elevados (Helene, 2007). Pavimentos de concreto são elementos constantemente submetidos a esforços, seja devido ao tráfego (Oliveira e Correia, 2009) ou a variações volumétricas de origem térmica (Bialas e Mróz, 2006), que, atuando em conjunto, submetem as placas a elevadas tensões, as quais potencialmente induzem fissuras à superfície destes elementos. Deste conjunto de fenômenos, cabe destacar, portanto, que provém fundamental o entendimento das teorias marginais que permeiam estes sistemas, exigindo uma maior fundamentação conceitual do que tradicionalmente se dedicou no caso dos pavimentos flexíveis e asfálticos (Balbo, 2009).

Neste contexto, o método dos elementos finitos emerge como uma boa técnica numérica para obtenção de solução aproximada de problemas que envolvem a verificação e o dimensionamento de placas de concreto, sendo uma ótima ferramenta para a determinação do estado de tensões e deformações de uma estrutura sujeita a ações externas (Medina e Motta, 2005).

O efeito combinado entre cargas e gradientes térmicos positivos eleva expressivamente a tensão de tração na flexão das placas de concreto (Severi, 2002), sendo esta solicitação mecânica diretamente influenciada pela capacidade suporte da fundação do pavimento (Ashtakala e Poorooshasb, 1989), provindo tanto menor esta deflexão quanto maior a capacidade resistente do solo (Colley e Humphery, 1966; Colim *et al.*, 2011). Contudo, partindo de soluções analíticas e numéricas, comprova-se que tensões oriundas de gradientes térmicos chegam a representar 33% da tensão total gerada pelas cargas dos veículos, sendo, portanto, bastante significativas (Balbo, 1966).

Deste pressuposto, no Brasil, os modelos clássicos de comportamento dos pavimentos rígidos baseados na fadiga do concreto sob a ação de cargas repetidas fornecem interpretações bem concisas dos fenômenos que podem levar o pavimento de concreto ao colapso (DNIT, 2005).

Contudo, algumas vezes, por ausência do conhecimento de hipóteses das diversas teorias de pavimentação, assume-se uma postura incorreta sobre alguns aspectos técnicos e práticos de projeto. Um bom conhecimento das teorias, ainda que apenas dos seus principais aspectos, permite aos engenheiros um julgamento mais adequado dos métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto (Balbo, 2009), bem como na reabilitação de elementos anômalos, ou seja, com incidências de manifestações patológicas (Oliveira e Correia, 2009).

3. MÉTODO DE ANÁLISE ESTRUTURAL DAS PLACAS

O método dos elementos finitos (MEF) é uma análise numérica que consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, mantendo as mesmas propriedades do meio original. Esses elementos são descritos por equações diferenciais parciais e resolvidos por modelos matemáticos. Destarte, a placa foi simulada como uma malha de elementos contínuos com propriedades idênticas e pontos nodais igualmente espaçados. Como auxílio, foi empregado o software computacional STRAP 2011 que realiza, por interpolação entre nós, a resolução matricial do problema. O objetivo é obter a solução para distribuição de tensões e deformações em todo o domínio (nós) da estrutura.

A estrutura foi admitida no modelo como sendo uma placa de concreto elástica, isotrópica, homogênea e em equilíbrio com o meio, apoiadas em uma fundação cujas reações são exclusivamente verticais e diretamente proporcionais às deformações da placa, segundo um coeficiente de recalque k .

Esta representação da capacidade de suporte do solo por coeficientes de mola k , chamado de modelo *winkleriano* de fundação, simula satisfatoriamente a interação solo-estrutura (Balbo, 2009). Foi considerado um conjunto de molas de Hooke com constantes elásticas idênticas, formando um colchão de molas. Essas molas trabalham independentes umas das outras dentro do conjunto, não havendo transmissão de esforços de cisalhamento entre elementos.

Sabe-se que o solo empregado para compor a sub-base do perfil de aterro desta rodovia é argiloso. Porém, devido a inexistência de dados do projeto original, pouco se sabe sobre o grau de plasticidade desta argila. Assim, como CBR deste solo, admitiu-se uma média dos CBRs típicos para argilas variando de plásticas à elastoplásticas. Foi admitido, inicialmente, um CBR médio de 9% e um coeficiente k médio de 30MPa/m.

Segundo DNIT IPR-714 (2005), através do emprego de sub-bases de CCR, há um incremento do coeficiente de mola. Para um k médio de 30MPa/m, admite-se como razoável, nos modelos de cálculo, a utilização de um k de 101MPa/m. Será este, portanto, o coeficiente admitido.

O modelo estrutural adotado é composto por placa individual de 3,5m de largura, 6m de comprimento e espessura de 20cm, tal qual a geometria média das placas observadas *in loco*. Além do colchão de molas em toda a superfície inferior da placa, junto ao bordo, foram inseridos apoios de segunda espécie, com o propósito de simular a restrição ao movimento proporcionado pelas placas vizinhas junto ao plano longitudinal.

Através de informações coletadas junto a engenheiros que participaram de alguma etapa do projeto ou da execução destas placas, sabe-se que o f_{ck} do concreto é de 45MPa. As demais propriedades mecânicas do concreto podem ser, portanto, estimadas segundo este índice (aplicando a ABNT NBR 6118:2014) e estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades do concreto admitidas na simulação estrutural das placas

Propriedades do concreto	
f_{ck} (MPa)	45
E_{cs} (GPa)	31,93
G_c (GPa)	12,77
ν	0,2
ΔT (/°C)	0,00001

Para a análise das tensões desenvolvidas sobre as placas, foram adotados nas simulações os seguintes carregamentos: (a) peso próprio do concreto simples: 24kN/m³; (b) gradientes de temperatura: 0°C, +5°C, +10°C, +15°C e +20°C e (c) eixo simples com rodado duplo: 100kN. O fator de segurança para as cargas: 1,20 (conforme recomendado pela ABCP para pavimentos a serem dimensionados considerando grande frequência de caminhões).

O eixo admitido é do tipo simples de 10t com rodado duplo. Este eixo foi definido como sendo uma carga móvel percorrendo toda a extensão da placa, com progressão de 10cm, sendo posicionado em: (a) junto ao eixo da placa; (b) a 20cm do bordo longitudinal da placa e (c) passando perpendicular ao maior lado da placa (simulando placas de cruzamentos). A área de contato dos pneus do eixo foram definidas com dimensões de 16x24cm, com tensão de contato de 649 kN/m² cada.

Nos pavimentos de concreto a espessura necessária da placa está íntima e diretamente ligada às tensões de tração na flexão produzidas pelas cargas solicitantes e à relação entre aquelas e a resistência do concreto à tração na flexão. A inter-relação entre estas relações de tensões e o número de repetições de carga admissíveis está apresentada na Tabla 2.

Tabela 2. Relação de tensões e número admissível de repetição de carga (DNIT, 2005)

Relação de tensões	Nº admissível de repetições de carga	Relação de tensões	Nº admissível de repetições de carga	Relação de tensões	Nº admissível de repetições de carga
0,50	Ilimitado	0,62	18000	0,74	650
0,51	400000	0,63	14000	0,75	490
0,52	300000	0,64	11000	0,76	360
0,53	240000	0,65	8000	0,77	270
0,54	180000	0,66	6000	0,78	210
0,55	130000	0,67	4500	0,79	160
0,56	100000	0,68	3500	0,80	120
0,57	75000	0,69	2500	0,81	90
0,58	57000	0,70	2000	0,82	70
0,59	42000	0,71	1500	0,83	50
0,60	32000	0,72	1100	0,84	40
0,61	24000	0,73	850	0,85	30

Uma peça de concreto submetida a ciclos reiterados de carregamento pode vir a romper após certo número de repetições de carga, mesmo que a máxima tensão produzida por estas não extrapole a resistência do concreto à tração na flexão. Este fenômeno é conhecido como ruptura por fadiga do concreto. Devido a não realização do estudo de volumetria do tráfego existente, não será possível a verificação quanto à fadiga do concreto destas placas. Contudo, é possível realizar uma análise quanto ao tráfego máximo admitido para estas e, intuitivamente, obter uma conclusão sobre a competência destes elementos.

4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados da avaliação da capacidade estrutural da placa são inferidos segundo as envoltórias das combinações máximas dos seguintes carregamentos: (a) eixo móvel dos veículos; (b) gradiente térmico sobre a placa e (c) peso próprio da placa. Foram consideradas apenas as tensões de tração na flexão junto a face inferior das placas de concreto. Apresenta-se, na Figura 3, o diagrama de mapa de contorno destas máximas tensões atuantes, empregando um gradiente térmico positivo de 20⁰C, para um veículo passando no eixo longitudinal da placa.

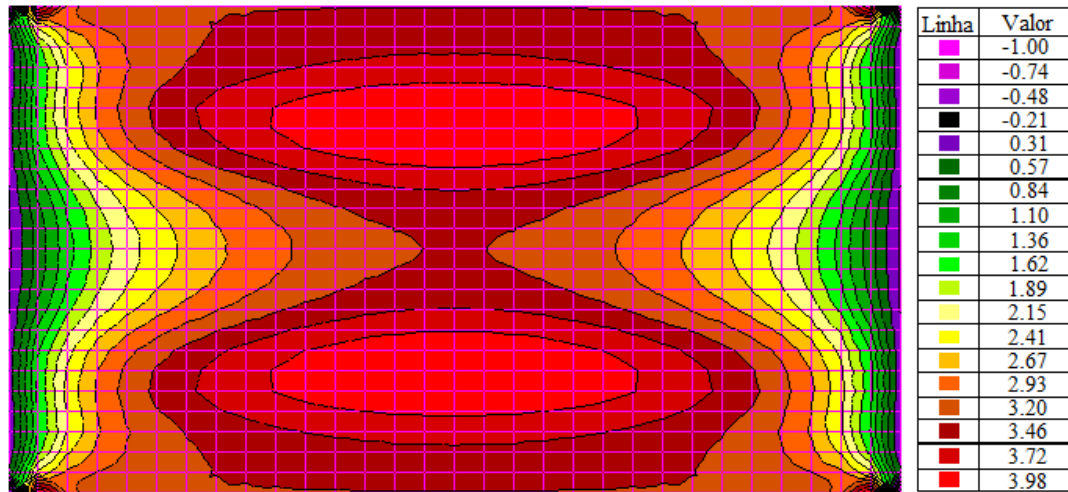


Figura 3. Tensões na face inferior da placa, com eixo de veículo passando no eixo longitudinal da placa, para um gradiente térmico de 20⁰C.

Na Figura 4 apresenta-se o diagrama de tensões atuantes para um veículo passando a 20cm da borda, submetido ao mesmo diferencial térmico.

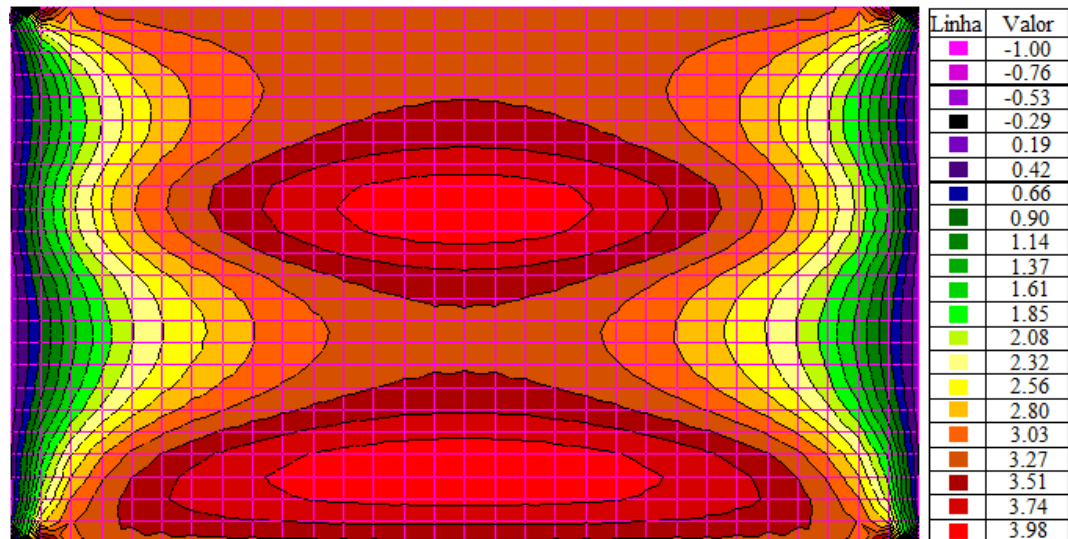


Figura 4. Tensões na face inferior da placa, com eixo de veículo passando a 20cm do bordo da placa, para um gradiente térmico de 20⁰C.

A Figura 5 e Figura 6 apresentam-se, respectivamente, o diagrama de tensões atuantes na direção x e y junto a face inferior da placa, proveniente de um veículo passando transversalmente ao eixo longitudinal da mesma.

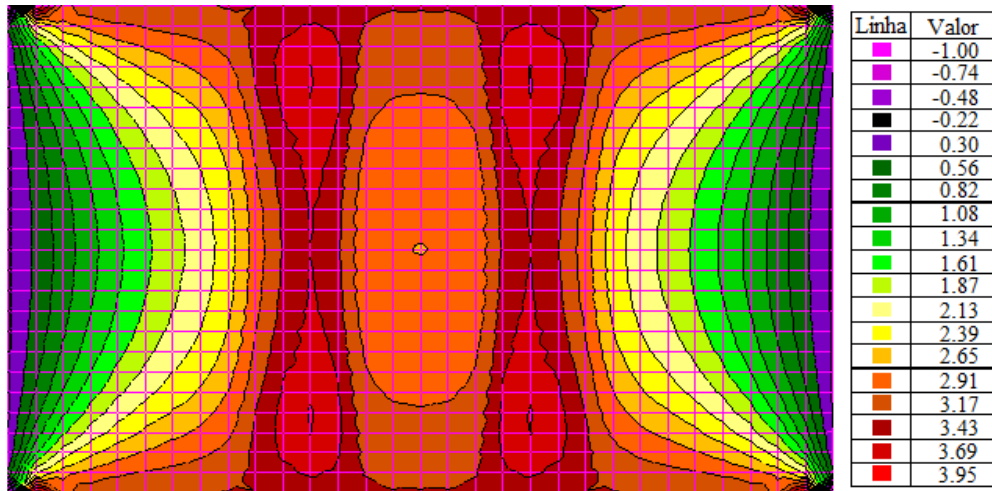


Figura 5. Tensões na face inferior da placa, com eixo de veículo passando transversalmente ao eixo longitudinal da placa (tensões em x), para um gradiente térmico de 20°C.

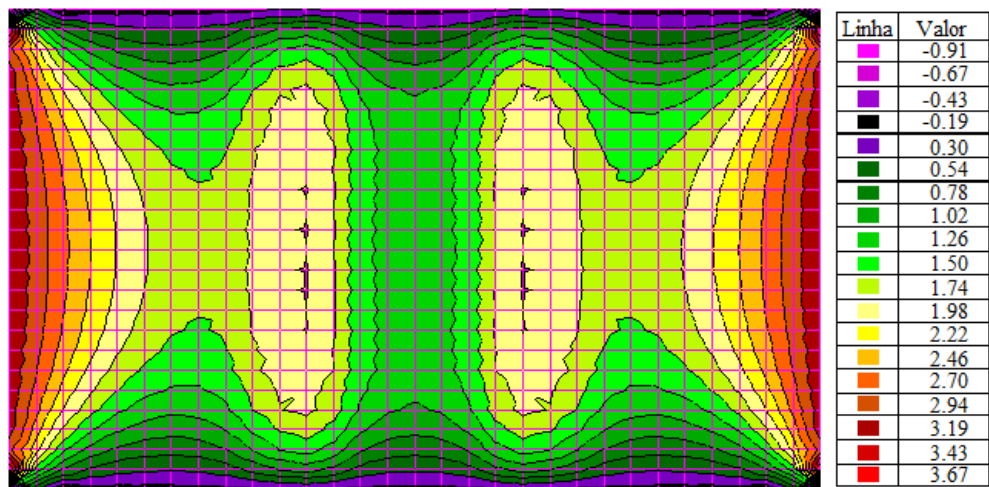


Figura 6. Tensões na face inferior da placa, com eixo de veículo passando transversalmente ao eixo longitudinal da placa (tensões em y), para um gradiente térmico de 20°C.

Para os demais diferenciais térmicos admitidos na análise destas placas (0°C, +5°C, +10°C e +15°C), um quadro resumo das tensões produzidas para cada posição do eixo é apresentado na Tabla 3. Ademais, é analisado o número máximo de repetições de carga admissíveis para cada posicionamento do eixo e diferencial térmico, conforme as correlações admitidas na Tabela 3. Verifica-se que, independente do posicionamento do eixo junto à placa, diferenciais térmicos pequenos admitem um número ilimitado de repetições de cargas. Entretanto, à medida que ocorre um incremento deste diferencial ocorre, exponencialmente, um declínio do número admissível de repetições de eixos passantes sobre a placa. Isto mostra a sensibilidade do modelo ao efeito térmico e, intuitivamente, das placas de concreto não armado com a geometria supramencionada. No modelo computacional adotado não foi possível simular diretamente a ligação entre placas

vizinhas, as quais são dadas, essencialmente, pelo atrito. Neste sentido, reforça-se que esta transferência de carga entre placas sem barras de transferência é muito variável, evidenciando-se diferentes transferências conforme a hora ou dia da estação climática, provendo, de fato, complexa tal simulação (Colim *et al.*, 2011).

Ao atingir a capacidade resistente da placa, ou seja, o limite de fadiga da peça, inevitavelmente há uma propagação de fissuras lineares na superfície do elemento, podendo provir no sentido longitudinal, transversal ou em ambos os sentidos (Oliveira e Correia, 2009). De fato, as fissuras de origem térmica observadas na superfície das placas de concreto tem magnitude proporcional à variação térmica na qual estes elementos foram submetidos durante a sua vida útil (Schindler e McCullough, 2002). Ademais, a própria temperatura no ato do lançamento do concreto influencia, igualmente, o seu desempenho frente ao tráfego e, por conseguinte, na sua vida útil (Schindler e McCullough, 2002). As fissuras deste cunho, geralmente são uniformemente espaçadas e perpendiculares à direção da tensão axial aplicada. (Bialas e Mróz, 2011).

Tabela 3. Número admissível de repetições de carga para as placas sob diferentes posicionamentos do eixo e diferenciais térmicos.

Eixo 10t	Dimensões placa	Gradiente térmico (°C)	k (MPa/m)	Tensão atuante (MPa)	Relação tensões	Número admissível de repetições de carga
Passando no eixo (tensões em x)	3,5x6,0x0,20m	0	101	1,34	0,298	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	5	101	1,89	0,42	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	10	101	2,59	0,576	41.040
	3,5x6,0x0,20m	15	101	3,29	0,731	494
	3,5x6,0x0,20m	20	101	3,98	0,884	zero
Passando a 20cm da borda (tensões em x)	3,5x6,0x0,20m	0	101	1,39	0,309	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	5	101	1,89	0,42	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	10	101	2,56	0,569	41.040
	3,5x6,0x0,20m	15	101	3,23	0,718	652
	3,5x6,0x0,20m	20	101	3,98	0,884	zero
Passando transversalm. ao eixo (tensões em x)	3,5x6,0x0,20m	0	101	1,00	0,221	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	5	101	1,62	0,36	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	10	101	2,3	0,511	285.600
	3,5x6,0x0,20m	15	101	3,00	0,667	3.900
	3,5x6,0x0,20m	20	101	3,95	0,878	zero
Passando transversalm. ao eixo (tensões em y)	3,5x6,0x0,20m	0	101	1,51	0,336	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	5	101	1,61	0,358	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	10	101	1,83	0,407	Ilimitado
	3,5x6,0x0,20m	15	101	2,75	0,611	23.940
	3,5x6,0x0,20m	20	101	3,67	0,816	80

5. CONCLUSÃO

Evidencia-se, portanto, que um dos prováveis fatores que desencadearam algumas das manifestações patológicas observadas na rodovia ERS-118 pode ser a própria geometria das placas de concreto constituintes. Esta geometria não se mostrou satisfatória quando aplicada a ação conjunta dos esforços de tração na flexão, proveniente da passagem do eixo dos veículos e do efeito térmico sob as placas.

Nas simulações estruturais realizadas neste trabalho constatou-se que as placas submetidas a variações térmicas altas admitem um número de eixos passantes muito limitado e são, intuitivamente, não condizentes com o volume de tráfego pesado que se observa diariamente na rodovia. Ademais, mais especificamente, placas submetidas a um gradiente térmico de 20⁰C produzem fissuração mesmo sem qualquer passagem de eixo de carga. Muitas trincas talvez não ocorreram por fadiga, portanto.

Para reduzir este fenômeno, as placas deveriam ter sido executadas com um dos seguintes diferenciais: (a) espessura maior; (b) menor comprimento ou (c) placas armadas. De fato a experiência tem demonstrado que, na região sul do Brasil, placas não armadas com comprimentos superiores a 5m são, atualmente, inexequíveis quando considerado o efeito térmico no dimensionamento.

Portanto, através da obtenção de um histórico do volume de tráfego, da extração de corpos de prova e do levantamento das temperaturas médias anuais, é possível avaliar em que momento da vida útil deste pavimento as fissuras surgiram.

6. ABREVIACÕES

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes do Brasil

7. CONCLUSÕES

Evidencia-se, portanto, que um dos prováveis fatores que desencadearam algumas das manifestações patológicas observadas na rodovia ERS-118 pode ser a própria geometria das placas de concreto constituintes. Esta geometria não se mostrou satisfatória quando aplicada a ação conjunta dos esforços de tração na flexão, proveniente da passagem do eixo dos veículos e do efeito térmico sob as placas.

Nas simulações estruturais realizadas neste trabalho constatou-se que as placas submetidas a variações térmicas altas admitem um número de eixos passantes muito limitado e são, intuitivamente, não condizentes com o volume de tráfego pesado que se observa diariamente na rodovia. Ademais, mais especificamente, placas submetidas a um gradiente térmico de 20⁰C produzem fissuração mesmo sem qualquer passagem de eixo de carga. Muitas trincas talvez não ocorreram por fadiga, portanto.

Para reduzir este fenômeno, as placas deveriam ter sido executadas com um dos seguintes diferenciais: (a) espessura maior; (b) menor comprimento ou (c) placas armadas. De fato a experiência tem demonstrado que, na região sul do Brasil, placas não armadas com comprimentos superiores a 5m são, atualmente, inexequíveis quando considerado o efeito térmico no dimensionamento.

Portanto, através da obtenção de um histórico do volume de tráfego, da extração de corpos de prova e do levantamento das temperaturas médias anuais, é possível avaliar em que momento da vida útil deste pavimento as fissuras surgiram.

8. REFERENCIAS

- Ashtakala, B.; Poorooshasb; H.B (1989). “*Prediction of tensile cracks in road pavements*”. In: Mathematical and Computer Modeling. Volume 12, Issue 1, p. 55–60.
- Balbo J. T. (1989), “*Aplicação do método dos elementos finitos na avaliação estrutural de pavimentos rígidos rodoviários*”. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- Balbo J. T. (1996), “*Practical considerations for concrete pavement design based on numerical model*”. In: 1er Congreso Interamericano de Pavimentos Rígidos, Buenos Aires: Argentina.
- Balbo J. T. (2009), “*Pavimentos de Concreto*”. São Paulo, Brasil.
- Bialas, M.; Mróz, Z. (2006). “*Crack patterns in thin layers under temperature loading Part II: Cyclic loading*”. In: Engineering Fracture Mechanics. Volume 73, Issue 7. p. 939-952.
- Colim, G.; Balbo, J.T.; Khazanovich, L (2011). “*Effects of temperature changes on load transfer in plain concrete pavement joints*”. In: Revista IBRACON Estruturas e Materiais, V.4, p. 405-437.
- Colley, B.E.; Humphrey, H.A (1966). “*Entrosagem de Agregados em Juntas de Pavimentação de Concreto de Cimento Portland*”. In: 2º Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro.
- DNIT IPR-714 (2005) *Manual de Pavimentos Rígidos*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Helene, P. (2007), “*Rehabilitación y Mantenimiento das Estructuras de Concreto*”. São Paulo, Brasil.
- Medina, J.; Motta, L. M. G. (2005). “*Mecânica dos pavimentos*”. Rio de Janeiro: Brasil.
- NBR 6118 (2014), “*Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT*”. Rio de Janeiro, Brasil.
- Oliveira, H.; Correia, P.L (2009). “*Automatic road crack segmentation using entropy and image dynamics thresholding*”. Proc. European Signal Processing Conference, Glasgow, Scotland.
- Schindler, A. K.; McCullough, B.F (2002). “*The Importance of Concrete Temperature Control During Concrete Pavement Construction in Hot Weather Conditions*”. University of Texas at Austin. Washington.
- Senço, W. (1997), “*Manual de Técnicas de Pavimentação*”. São Paulo, Brasil.
- Severi, A. A. (2002), “*Estudo dos gradientes térmicos em pavimentos de concreto de cimento Portland no ambiente tropical*”. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.



Estudio de los daños y refuerzos necesarios para la recuperación del techo de la iglesia de Salsipuedes-Córdoba-Argentina

J. L. Gómez¹, K. Klein¹, G. Montiel²

¹ Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

² Miembro Alconpat, Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i3.68>

Artículo recibido el 25 de Junio de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 10 de Septiembre de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2015.

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 3, Septiembre - Diciembre 2014, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2014.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMEN

La Iglesia de Salsipuedes en la Provincia de Córdoba fue construida en el año 1875 y su techo está conformado por una estructura de madera, vigas reticulada y correas sobre las cuales se apoyan bovedillas cerámicas, capa de mortero y tejas musleras.

La Iglesia está inhabilitada por precaución debido a la aparición de fisuras en barras del reticulado y desprendimiento de trozos de mampostería en las cercanías del apoyo de las vigas principales. En este trabajo se estudia el estado tensional de las barras del reticulado y la materialización del apoyo de las vigas principales en los muros de mampostería.

Constatado el alto valor de las tensiones de trabajo de las barras con manifestaciones patológicas, como así también el inadecuado sistema de apoyo en la mampostería, se proyectan los refuerzos necesarios para lograr un funcionamiento de la estructura con un grado de seguridad adecuado.

Palabras clave: estructuras; madera; patología; patrimonio.

ABSTRACT

Salsipuedes the Church of the Province of Cordoba was built in 1875 and its roof is formed by a wooden structure, reticulate beams and straps which support ceramic arches tile mortar layer and tiling Legguards

The Church is disabled as a precaution due to the appearance of cracks in the grid bars and breaking away of pieces of masonry near the support of the main beams. In this work, we study the stress state of the grid bars and support the realization of the main beams in the masonry walls.

Confirmed the high value of the working stresses of the bars with pathological manifestations, as well as inadequate support system in the masonry, projecting reinforcements necessary for safe operation of the structure with a degree of security.

.Keywords: structures; wooden; pathology; patrimony.

Autor de contacto: Karin Klein (karinklein_2k@hotmail.com)

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo surge de una intervención realizada en la actual Iglesia de la localidad de Salsipuedes, provincia de Córdoba, Argentina.

La Capilla fue construida en el periodo 1875-1885. Al derrumbe del techo original se lo rehace en 1894 tal como hoy se conserva.

La estructura de madera del techo de la iglesia está conformada por 22 vigas denominadas de par y nudillo apoyadas sobre muros de mampostería de ladrillo de 70 cm de espesor. Ver “Figuras 1 y 2”.



Figura 1. Vista exterior - interior de la Iglesia

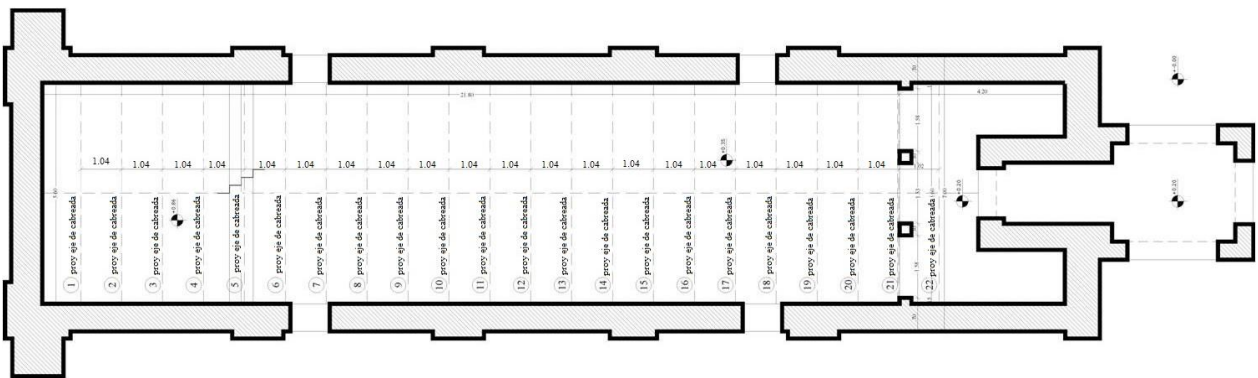


Figura 2. Planta Parroquia

Luego del relevamiento geométrico de la estructura se procedió a la tipificación de la madera utilizada en el Laboratorio de Dendrología y Xilología de la Facultad de Ciencias Forestales de la Universidad Nacional de Santiago del Estero. Simultáneamente se realizaron ensayos para conocer las características físico-mecánicas de las maderas en el laboratorio del Taller de Investigación de Diseño Estructural de la Universidad Nacional de Córdoba.

Una vez conocida la conformación de la estructura, el tipo de madera y sus características físico mecánicas se resuelve la misma con modernos procedimientos de análisis, realizando la verificación seccional siguiendo los lineamientos de la Norma Brasileira NBR 7190, determinando su grado de seguridad.

En el momento de esta intervención la iglesia se encuentra inhabilitada por signos externos de manifestaciones patológicas de algunos elementos estructurales de madera y de sus apoyos. Del estudio del comportamiento estructural de las vigas de madera se proyectan refuerzos y se recomiendan terapias para las barras dañadas, orientadas a su conservación y mantenimiento.

2. INVESTIGACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

2.1 Determinación de la conformación de cubierta y análisis de carga

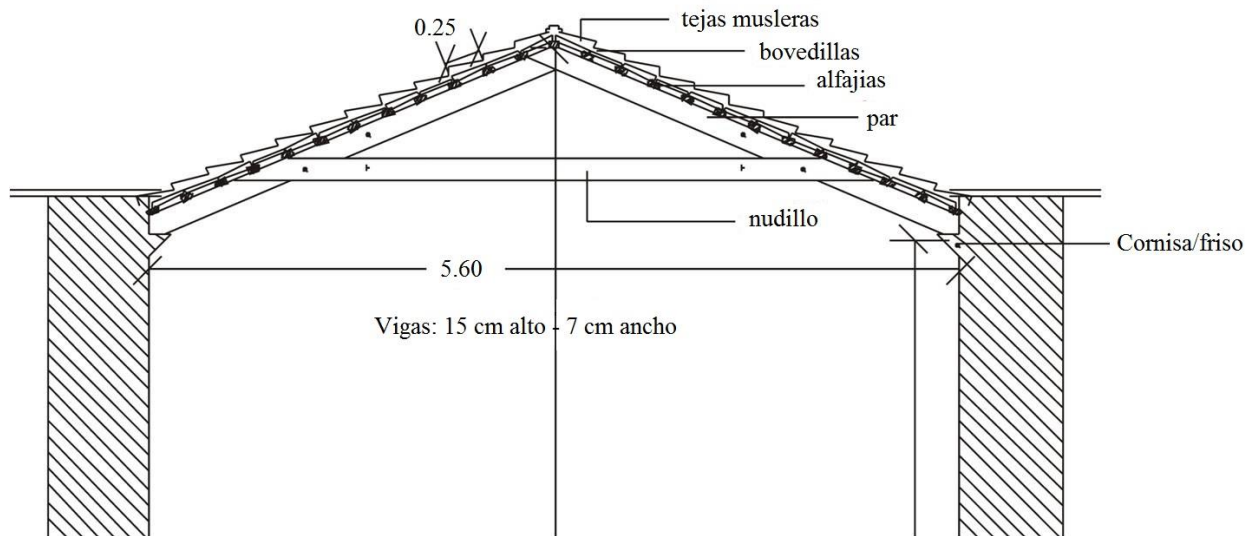


Figura 3. Esquema estructural original

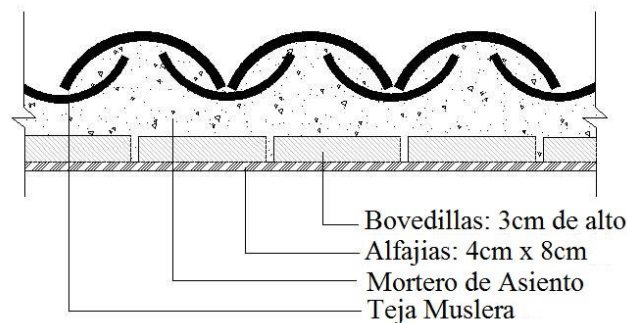


Figura 4. Detalle cubierta

Análisis de Cargas de Cubierta

Alfajías -----	7,42 kg/m ²
Bovedillas -----	42,0 kg/m ²
Carpeta 3 cm -----	66,0 kg /m ²
Teja española -----	<u>100,0 kg/m²</u>
Total -----	215,42 kg/m ²

Carga Permanente por metro lineal incluido el peso propio $g = 215,42 + 10,8 = 226,2 \text{ kg/m}$. Carga variable de uso $p = 18 \text{ kg/m}$. Se han impactado las cargas para cubrirse de las incertidumbres de los valores de las mismas (1).

$$q_c = 1,3 \times g + 1,4 \times p = 1,3 \times 226,2 + 1,4 \times 18 = 319,26 \text{ kg/m} \quad (1)$$

2.2 Resultados de la Identificación de la madera y determinación de las características físico mecánicas

Las muestras fueron analizadas macro y microscópicamente y los resultados indican que corresponden a Gimnosperma, familia Pinaceae, Ge Pinus, especie: *Pinus taeda*.

El mismo es conocido vulgarmente como Pinotea, proviene de EE UU, del área de dispersión natural donde el crecimiento es muy inferior al que actualmente se obtiene de plantaciones comerciales de Argentina. Ver “Figura 5”

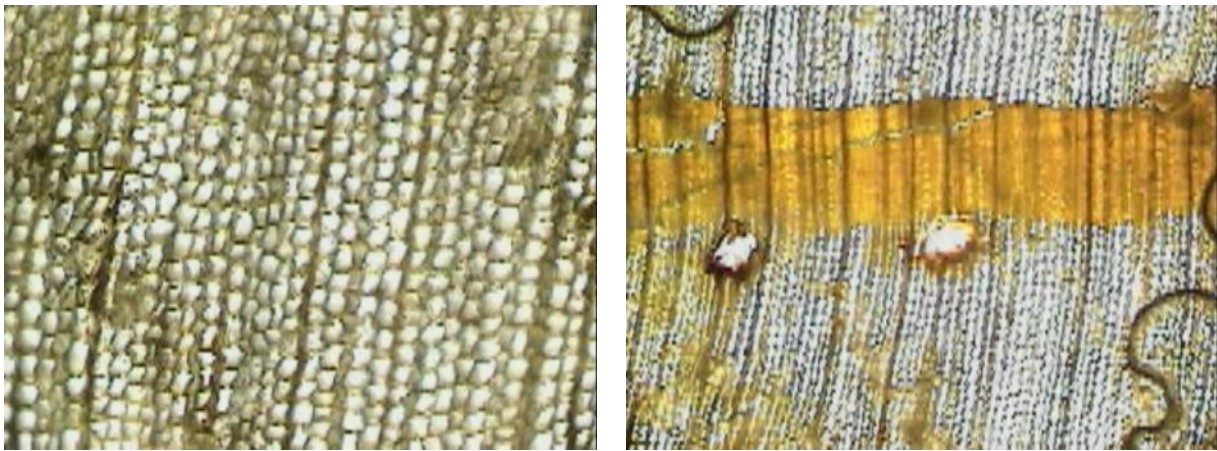


Figura 5. Muestra secciones transversal y tangencial

En el laboratorio del Taller de Investigación de Diseño Estructural de la Facultad de Arquitectura de la Facultad de Arquitectura de la UNC se determinaron las características físico-mecánicas de la Pinotea resultando:

Densidad básica: $\delta = 695 \text{ kg/m}^3$

Resistencia característica de compresión paralela a la fibra: $f_{c0k} = 427 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad Medio $E_m = 211323 \text{ kg/cm}^2$

2.3 Verificación Seccional de los pares y nudillo

Se determina la resistencia de cálculo a compresión de la madera según la siguiente expresión (2)

$$f_{cod} = \frac{k_{mod1} \times k_{mod2} \times k_{mod3} \times f_{c0k}}{\gamma} = \frac{0,7 \times 0,8 \times 0,8 \times 427}{1,4} = 136 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

El Módulo de elasticidad efectivo para calcular deformaciones será (3):

$$E_{ef} = k_{mod1} \times k_{mod2} \times k_{mod3} \times E_m = 0,6 \times 0,8 \times 0,8 \times 211323 = 81148 \text{ kg/cm}^2 \quad (3)$$

En sección 1-1 se hallan las solicitaciones máximas $M=0,73 \text{ tnm}$, $N=1,913 \text{ t}$ ver “Figura 6”.

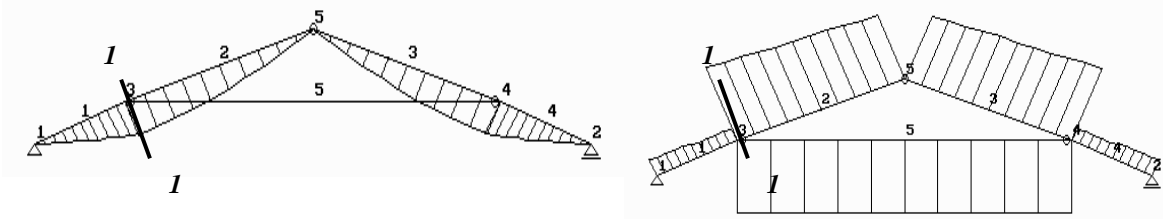


Figura 6. Diagramas momentos flectores y esfuerzos normales

Dimensiones de la sección $b = 7 \text{ cm}$, $d = 15 \text{ cm}$ por la tanto $A = 105 \text{ cm}^2$ y Módulo resistente $W = 262.5 \text{ cm}^3$. La tensión de trabajo en la sección será: (4)

$$\sigma_{tr} = \sigma_N + \sigma_M = \frac{1913 \text{ kg}}{105 \text{ cm}^2} + \frac{7300 \text{ kgcm}}{262,5 \text{ cm}^3} = 296 \text{ kg/cm}^2 \quad (4)$$

Se puede apreciar que la tensión de trabajo es muy superior a la resistencia de cálculo ($296 \text{ kg/cm}^2 \gg 136 \text{ kg/cm}^2$) hecho que queda evidenciado en los deterioros sufridos por este tipo de estructuras en dicha sección. Ver fotografías “Figura 7”

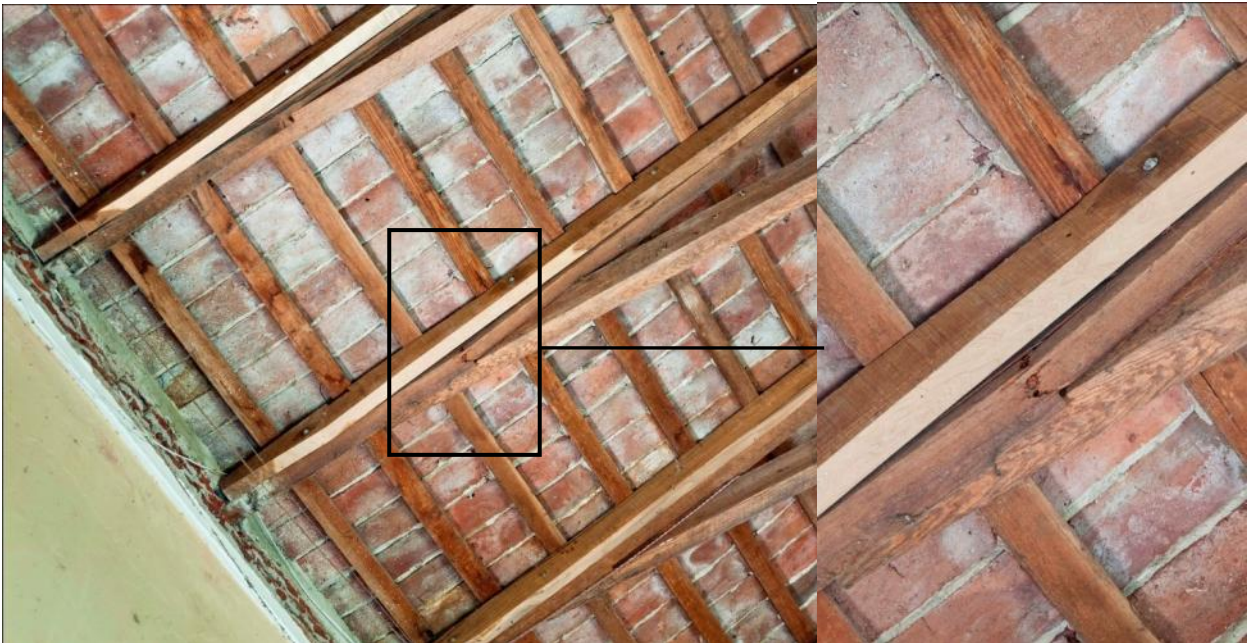


Figura 7. Manifestaciones patológicas relevadas en unión par y nudillo

3. PROYECTO DE MODIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SU RESOLUCIÓN

Se proyecta adicionar una barra metálica que vincule los dos apoyos, para lo cual se emplea una barra de acero de 14mm de diámetro de modo de no perturbar demasiado la calidad espacial interior original. Ver “Figura 8”.

Se procesa la nueva estructura con el mismo estado de cargas de la anterior obteniendo las nuevas solicitaciones. Ver “Figura 9”

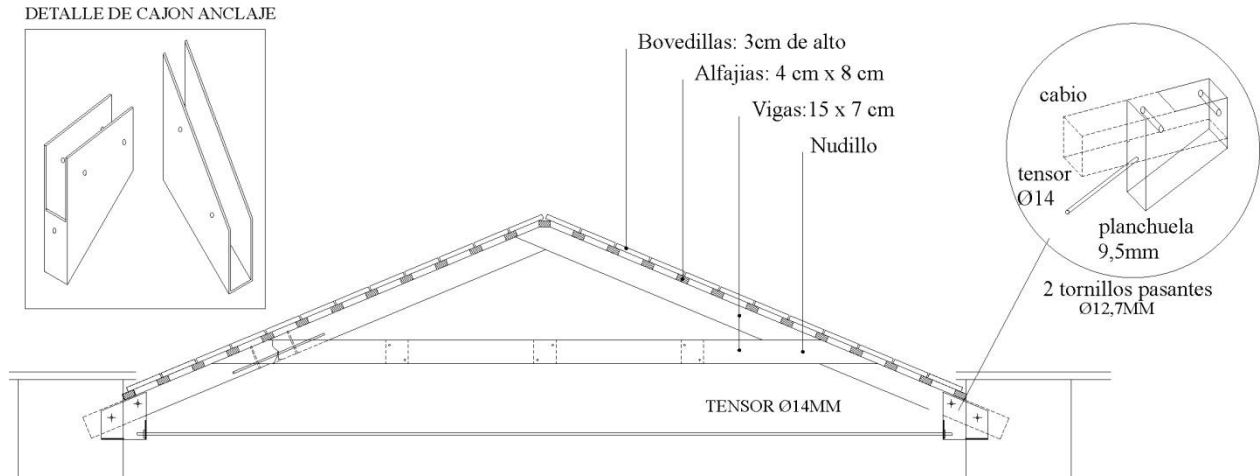


Figura 8. Nuevo esquema estructural y detalle anclaje del tensor

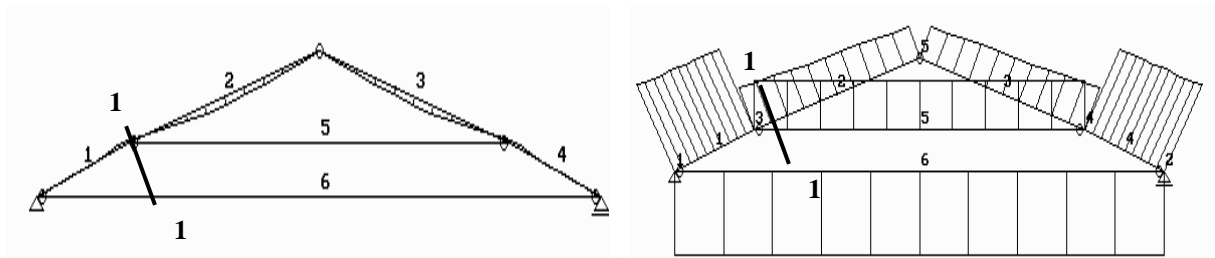


Figura 9. Diagramas de momentos flectores y esfuerzos normales

3.1 Verificación Seccional de los pares y nudillo

Verificación de pares. Solicitaciones en Barra 1, $M = 0.058 \text{ tm}$, $N = 1,86 \text{ t}$
La tensión de trabajo en B1 de la estructura modificada será (5)

$$\sigma_{tr} = \sigma_N + \sigma_M = \frac{1860 \text{ kg}}{105 \text{ cm}^2} + \frac{5800 \text{ kgcm}}{262,5 \text{ cm}^3} = 39,82 \text{ kg/cm}^2 \ll f_{cod} = 136 \text{ kg/cm}^2 \quad (5)$$

Solicitaciones en Barra 2, $M = 0,125 \text{ tm}$, $N = 0,79 \text{ t}$
La tensión de trabajo en B2 será (6)

$$\sigma_{tr} = \sigma_N + \sigma_M = \frac{790 \text{ kg}}{105 \text{ cm}^2} + \frac{12500 \text{ kgcm}}{262,5 \text{ cm}^3} = 55,13 \text{ kg/cm}^2 \ll f_{cod} = 136 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

Ambas tensiones de trabajo son menores que la resistencia de cálculo.-

Verificación de nudillo. La Barra 5 que en la estructura original trabajaba a tracción, en el nuevo esquema proyectado está solicitada a compresión con un valor $N = 1,008 \text{ t}$ con una esbeltez importante determinada a partir de su longitud=380 cm y radio de giro $i_{min} = 4,08\text{cm}$ (7)

$$\lambda = \frac{l}{i_{min}} = 95 > 80 \quad (7)$$

Por este motivo se diseña la incorporación de una barra apareada de igual sección vinculada mediante separadores discontinuos para asegurar su correcto comportamiento a compresión. Ver detalle del nuevo nudillo en “Figuras 10 - 11”

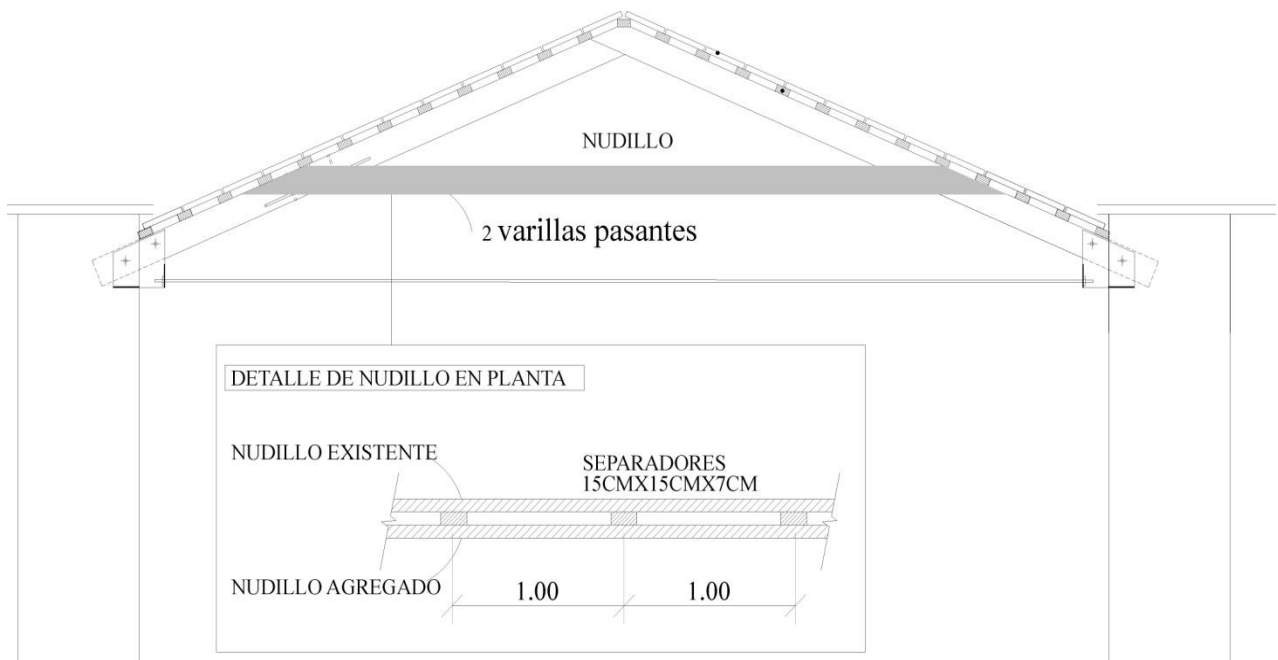


Figura 10. Detalle del nudillo propuesto

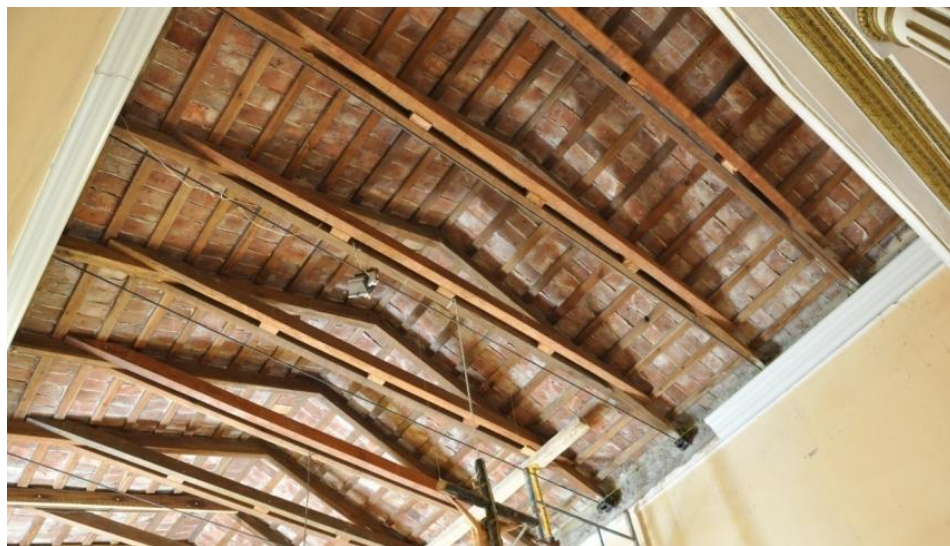


Figura 11. Ejecución del nudillo paralelo

4. RECOMENDACIONES DE ACTUACIÓN EN BARRAS DAÑADAS

En la capilla se relevaron distintos tipos de daños que se podrían clasificar en los siguientes, por un lado pudrición del par en las zonas de los apoyos y por otro, fisuras paralelas a las fibras tanto en pares como en nudillo y barras quebradas en la unión par y nudillo.

Al comenzar los trabajos de colocación de la caja metálica receptora del tensor se encontró una nueva manifestación patológica, la pudrición del par en la zona de contacto con la mampostería. Ver “Figura 12”. La terapéutica curativa adoptada para este caso fue la transformación de la sección dañada por otra mixta de madera y resina epoxi. Se eligió esta solución ya que la sustitución de las piezas dañadas era muy compleja y difícil de conseguir el mismo tipo de madera en el mercado actual.

El proceso de recuperación consiste en una limpieza profunda de la zona afectada, la unión entre el mortero epoxídico y la madera sana es reforzada insertando varillas de acero en perforaciones de un diámetro 2 mm mayor que el de la varilla para que la resina epoxi penetre en dicha cavidad y por último se procede a la reconstrucción de la sección mixta rellenando con mortero epoxi hasta recuperar las dimensiones originales.



Figura 12. Imágenes de patología del par en los apoyos

Por otro lado para las otras manifestaciones se descartó un incremento de las características físico mecánicas con escuadras de madera o acero mediante operaciones de grapado ó cocido ya que por tratarse de una estructura a la vista de una edificación de valor patrimonial se debía mantener la calidad espacial interior y la intervención debía tener un impacto visual mínimo.

En los pares con fisuras paralelas a las fibras y muy profundas se procedió luego de su limpieza a la colocación de resina epoxi asegurándose su ubicación mediante varilla roscada perpendicular a las fibras ajustadas con arandela y tuerca fresadas para mejorar su terminación.

Para los casos de vigas quebradas pero madera sin pudrición se utiliza el cocido interno con varillas de acero y resina epoxi. Se recuerda que estos daños, fisuras y quebraduras se han producido por las sollicitaciones del Sistema estructural anterior y que en la propuesta estructural actual las mismas disminuyen notablemente. Ver “Figura 13”.

Así mismo cabe aclarar que durante el proceso de ejecución de la recuperación por tratarse de un edificio patrimonial las cargas del techo no fueron retiradas sino que se implementó un sistema de puntales telescópicos a ambos lados de cada cabriada produciendo presión interior sobre las

correas, para alivianar las cargas que luego de realizar el pretensado del tensor de refuerzo se retiraron para garantizar el cambio de sistema estructural.



Figura 13. Reparación de fisuras paralelas

5. CONCLUSIONES

El análisis estructural, la verificación del sistema estructural original explican el motivo de los daños ocurridos en los pares y en el apoyo de los mismos que motivaron la inhabilitación de la iglesia.

El proyecto de recuperación que se está actualmente concluido, modificó el comportamiento de los elementos estructurales haciendo que los mismos trabajen con un grado de seguridad adecuado logrando una intervención respetuosa del valor patrimonial de la obra. “Figura 14”.



Figura 14. Recuperación de la Capilla

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Comisión Directiva de la Parroquia Nuestra Señora del Rosario de Salsipuedes que confió en nuestro servicio y brindó toda la colaboración para el relevamiento, diseño y ejecución de los trabajos de recuperación de la Iglesia.

7. BIBLIOGRAFÍA

Argüelles Alvarez, R., Martitegui, F. Arriaga (1996), “*Estructuras de madera, Diseño y cálculo*” (Madrid, España: Graficas Palermo)

Associação brasileira de normas técnicas NBR 7190 (1997), “*Projeto de estruturas de madeira*” (Río de Janeiro, Brasil: ABNT)

Gómez, J. L., (2000), “*Estructuras de madera*” (Córdoba, Argentina: Ingreso)

Lozano Apolo, G., Lozano Martinez Luengas, A. (1995) “*Técnicas de Intervención en el Patrimonio Arquitectónico*” Gijón, España: Mercantil Asturias



Projeto de estabilização estrutural das paredes de apoio da abóbada central da Igreja de Santa Teresa

R. Muñoz¹

¹NTPR – Núcleo de Tecnologia da Preservação e da Restauração, Faculdade de Arquitetura, Universidade Federal da Bahia, Salvador de Bahía, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4.i3.69>

Artículo recibido el 28 de junio de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 15 de agosto de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2015.

© 2014 ALCONPAT Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 3, Septiembre - Diciembre 2014, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2014.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMO

A Igreja e o Convento de Santa Teresa, datados da segunda metade do século XVII e localizados em Salvador, Bahia, Brasil, compõem um importante conjunto arquitetônico tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional. A Igreja apresenta uma arquitetura de transição entre o Renascimento e o Barroco, com interior do século XVIII. O teto de sua nave é constituído por uma abóbada, de alvenaria de tijolos sobre arcos de pedra aparelhada, que se apoia em paredes portantes, construídas em alvenaria de pedra, que se apresentam com fissuras e desaprumadas. Após análise detalhada, concluiu-se que esses danos ocorreram em função do empuxo horizontal exercido pela abóbada. O objetivo deste artigo é apresentar a solução para estabilização das paredes de apoio da abóbada central, com a utilização de tirantes metálicos. Como resultados, serão apresentados os detalhes do projeto de estabilização das paredes e a técnica para conter o desaprumo.

Palavras chave: patrimônio; estabilização; estrutura; tirantes.

ABSTRACT

The Church and Convent of Santa Teresa, dating from the second half of the seventeenth century and located in Salvador, Bahia, Brazil, comprise an important architectural complex listed by the Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional. The Church presents an architecture style between the Renaissance and Baroque, with interior of the eighteenth century. The roof of its central aisle consists of a dome, brick masonry arches carved stone on which rests on freestanding walls, built in stone masonry, presenting cracks and without plumb. After detailed analysis it was concluded that these damages occur due to the horizontal thrust exerted by the dome. The objective of this paper is to present the solution to stabilize the walls supporting the central dome using metal rods. Results present the design details of stabilizing walls and technique used to contain the lack of plumb.

Keywords: heritage; stability; structure; rods.

Autor de contato: Rosana Muñoz (munoz.rosana@gmail.com)

1. INTRODUÇÃO

O conjunto arquitetônico de Santa Teresa, composto pela Igreja e pelo Convento, que hoje abriga o Museu de Arte Sacra da Bahia, está localizado sobre o mar, na colina da Baía de Todos os Santos, em Salvador, Bahia, Brasil (Figuras 1 e 2). Dados da segunda metade do século XVII, compõem um importante monumento que foi tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional em 1984.

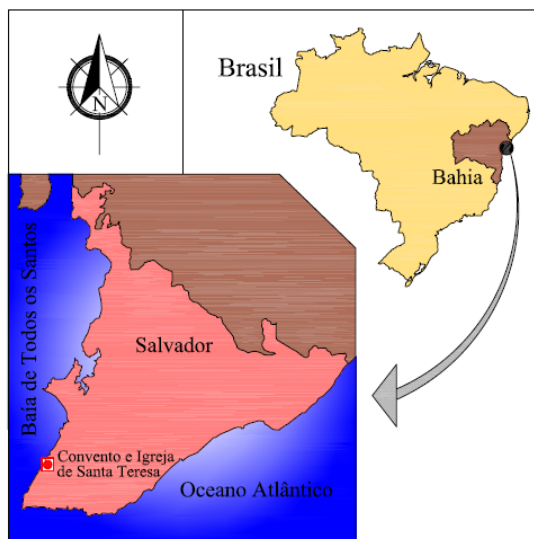


Figura 1. Localização do Convento e Igreja de Santa Teresa.



Figura 2. Vista do conjunto arquitetônico de Santa Teresa.

A construção desse notável cenóbio teve sua origem em um acontecimento casual. Provavelmente pelos anos de 1661 ou 1662, chegaram à Bahia seis carmelitas descalços que se dirigiam a Angola com intenção de fundar um convento por ordem do Rei. A falta de embarcações, coisa muito frequente naqueles tempos, obrigou-os a permanecer durante oito meses na Capital, onde sofreram toda sorte de desconfortos e até doenças, que os atribuíram à falta de um hospício onde pudessem se recolher (Calderón, 1981).

O zelo e a caridade demonstrados durante a permanência na Bahia, atendendo onde eram chamados, assim como a piedade no culto e os sermões proferidos, propiciaram um ambiente acolhedor que eles aproveitaram para lançar a ideia da fundação de um hospício terésio na Cidade do Salvador, promissora capital da colônia portuguesa. Assim, em 25 de junho de 1665, obtiveram uma Carta Régia que os autorizava a fundá-lo.

A Igreja de Santa Teresa (Figura 3), objeto do presente trabalho, apresenta uma arquitetura de transição entre o Renascimento e o Barroco. Tem seu espaço interno definido pelos elementos arquitetônicos de cantaria com partido de planta em cruz latina, de nave única, precedida por um pórtico de três arcos, coberto com abóbadas de arestas, sobre o qual se apoia parte do coro alto, suspenso sobre um grande arco abatido bem rebaixado, apoiado em impostas. O teto da nave é constituído por uma abóbada de penetração (Figura 4), construída em alvenaria de tijolos, com 30 centímetros de espessura e 8,15 metros de vão, sobre arcos de pedra aparelhada. O edifício possui a maior parte de sua estrutura em paredes construídas em alvenaria de pedra com argamassa à base de cal (IPAC-BA, 1978).



Figura 3. Vista da Igreja de Santa Teresa.



Figura 4. Vista da abóbada da nave.

De acordo com Calderón (1981, p. 36), pouco se sabe a respeito da construção do edifício seiscentista, “feito pelo mesmo risco e prospeto dos mais que esta ordem possuía em Portugal” – em uma alusão à semelhança com o convento dos Remédios de Évora, em Portugal, também da mesma ordem.

Segundo Smith, citado por Calderón (1970), o partido da fachada de Santa Teresa obedece ao primeiro desenho que Vignola elaborou para a igreja de Gesù de Roma, em 1569, e classifica a Igreja de Santa Teresa como sendo uma interpretação única, no Brasil, de um tipo de fachada de modelo romano usado antes do fim do século XVII, assemelhada à de Santo Inácio de Roma.

Bazin (1956) afirma que seu campanário assemelha-se ao da Igreja de Trindade de Salamanca, construída na mesma época. Outra igreja que apresenta forte analogia com Santa Teresa é a de Aveiros, em Portugal, terminada em 1643, cuja fachada é idêntica àquela e à de Santa Teresa em Ávila, na Espanha (Calderón, 1970).

A Igreja une-se ao Convento através de um claustro, com partido raro de um só piso, assemelhado ao da Igreja de Nossa Senhora dos Remédios, em Évora, Portugal, possuindo corredores laterais cobertos em abóbadas de arestas de alvenaria de tijolos. Possui pilastras sequenciadas e pilares colocados sobre parapeitos de cima abaulado em suas arcadas, em uma primorosa harmonia do conjunto de acentuada modenatura renascentista (Calderón, 1970).

O monumento passou por uma série de reformas por apresentar diversas patologias. Delas, resta-lhe, ainda, a presença de fissuras. O diagnóstico mais detalhado indicou desaprumo das paredes que sustentam a abóbada central, em função do empuxo horizontal exercido pela abóbada. O objetivo deste artigo é apresentar a solução para estabilizar as alvenarias de apoio da abóbada central e conter o desaprumo.

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram realizadas as seguintes etapas: levantamento cadastral; retirada de amostras de materiais para análise laboratorial, com o objetivo de obter parâmetros para avaliação dos esforços e para o restauro; cálculos das solicitações pelo método dos elementos finitos, com a utilização de software estrutural; análise dos resultados; dimensionamento das peças estruturais de estabilização; e execução do projeto. Como resultados, serão apresentados os detalhes do projeto de estabilização das paredes e a técnica para apumá-las.

2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

Para a verificação da estabilidade e cálculo do empuxo da abóbada central da Igreja de Santa Teresa, inicialmente, foi feito o levantamento cadastral, com identificação do trecho mais solicitado (Figura 5). Posteriormente, foram retiradas amostras de materiais e realizados ensaios no laboratório do NTPR – Núcleo de Tecnologia da Preservação e da Restauração, vinculado à Pós-Graduação de Arquitetura e Urbanismo, da Faculdade de Arquitetura, e ao DCTM – Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, da Escola Politécnica, ambos da Universidade Federal da Bahia.

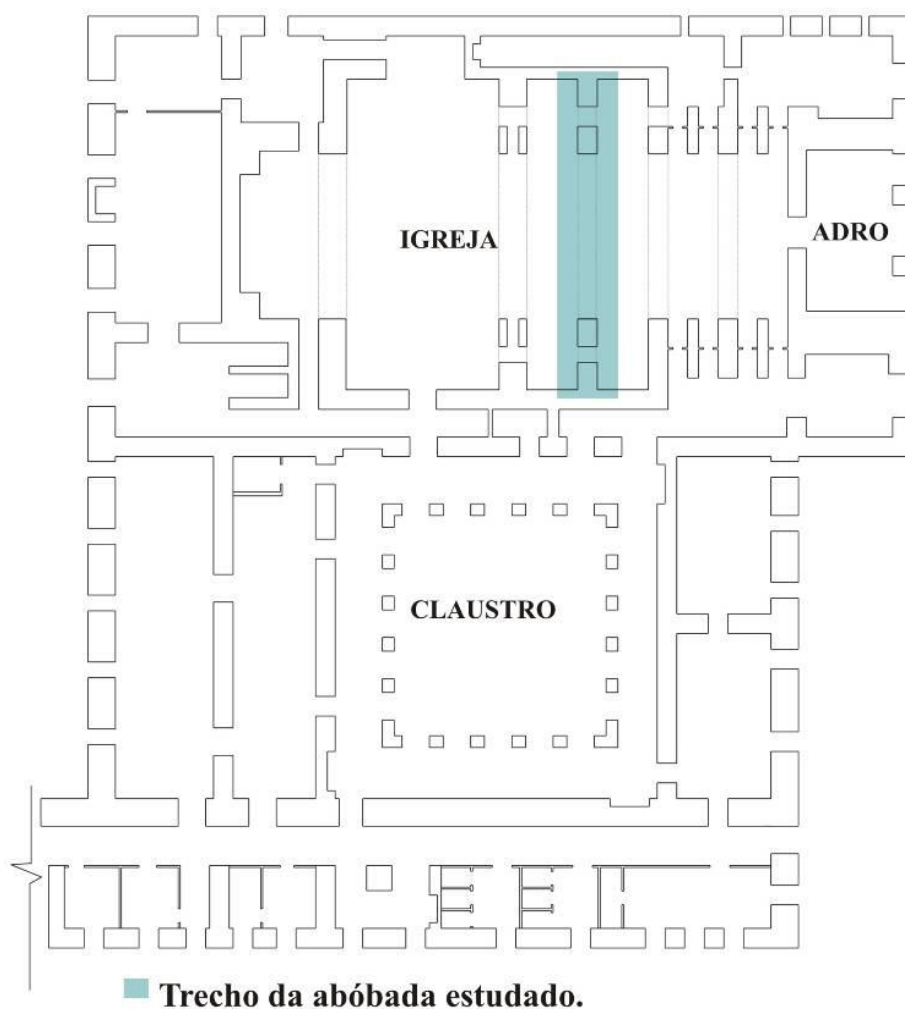


Figura 5. Trecho mais solicitado da abóbada em estudo.

Os materiais extraídos da abóbada central para análise foram: tijolo, argamassa da abóbada e argamassa do enchimento lateral (Figura 6). Os ensaios realizados nas amostras estão dispostos na Tabela 1.



Figura 6. Vista superior da abóbada, do enchimento lateral e das tesouras.

Tabela 1. Ensaios realizados nas amostras de Santa Teresa

Material	Ensaios
Tijolo	Absorção total em água
	Densidade com o Picnômetro de Hubbard
Argamassa da abóbada e do enchimento lateral	Teste qualitativo para identificação de presença de sais solúveis
	Identificação do traço em massa
	Granulometria do agregado após ataque ácido e remoção dos finos
	Densidade com o Picnômetro de Hubbard

Da análise dos resultados dos ensaios, ressalta-se a presença de sais na argamassa da abóbada (grande quantidade de cloreto e média de sulfato), provavelmente pela proximidade do aerossol salino ou outro tipo de contaminação, e traço 1:2 (uma medida de cal para duas de areia). A presença de argila é insignificante, podendo ser proveniente da areia. Na argamassa de enchimento, obteve-se pequena quantidade de cloreto e sulfato; e mesmo traço, 1:2.

O ensaio de densidade com o Picnômetro de Hubbard permitiu identificar o peso específico do tijolo e da argamassa, dados imprescindíveis para o cálculo do empuxo. Os resultados dos pesos específicos, fazendo-se a média ponderada entre os materiais, foram: para alvenaria de tijolo, 19,77 kN/m³; e para o enchimento superior, em pedra argamassada, 23,75 kN/m³. Os outros ensaios realizados e não destacados aqui neste texto foram importantes para a recomposição da argamassa quando da execução de procedimentos de restauro.

A etapa seguinte compreendeu o carregamento da abóbada, cujas considerações de cálculo foram: arco pleno; sobrecarga de 0,50 kN/m² (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980, p. 4); espessura do material da arquivolta e dos apoios: 30 cm de espessura da camada de argamassa e tijolo (Figura 7), com peso específico 19,77 kN/m³, conforme cálculo realizado previamente, e 17

cm de pedra arenito (Figura 7), com peso específico $26,00 \text{ kN/m}^3$ (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980, p. 2); enchimento lateral em pedra argamassada (Figura 7) com peso específico $23,75 \text{ kN/m}^3$, conforme cálculo realizado anteriormente; vão teórico de $8,5 \text{ m}$ e largura de um metro; e telhado descarregando na alvenaria.

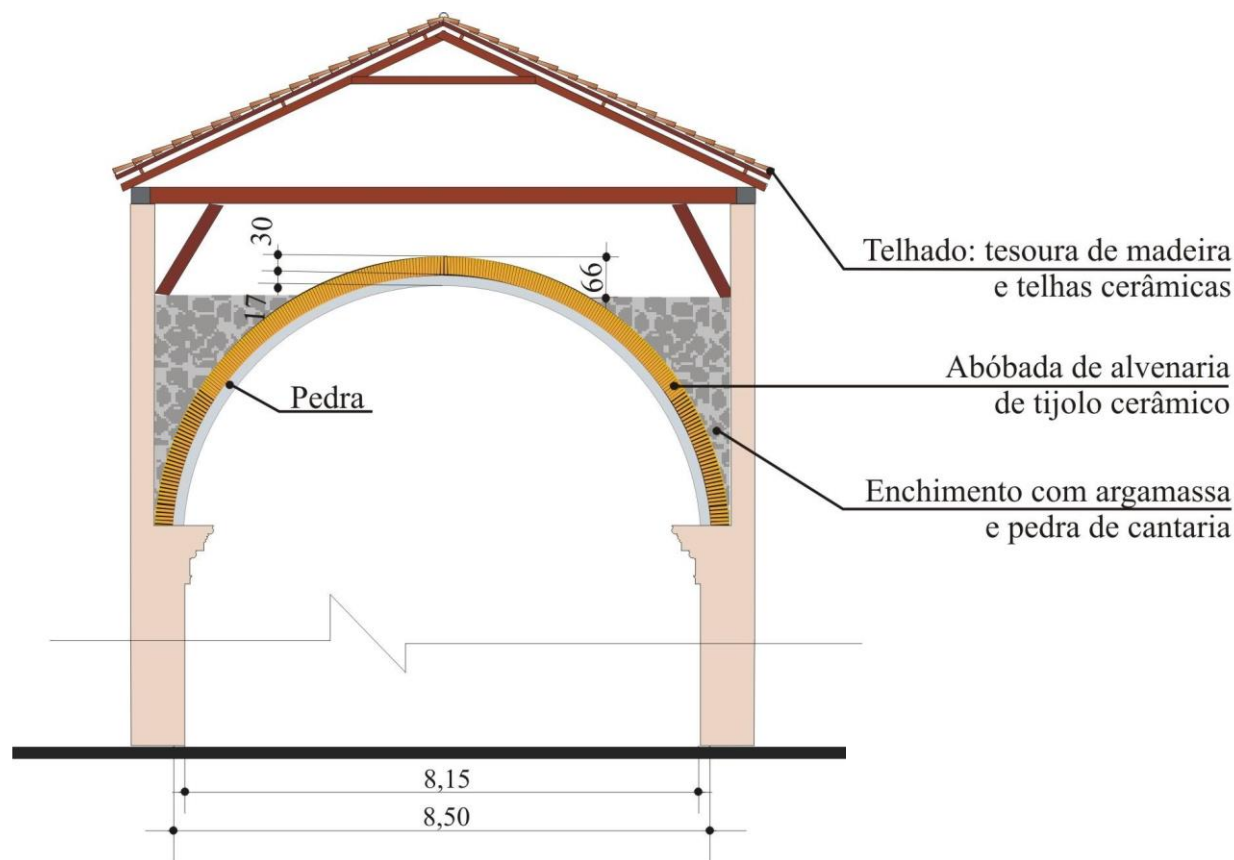


Figura 7. Seção transversal da abóbada central.

O cálculo dos esforços foi realizado com o auxílio do software SAP2000 Plus, que utiliza o método os elementos finitos. Como resultado do esforço horizontal (empuxo), para um metro de abóbada, obteve-se 2843 kgf (somatório dos valores 561,92; 571,93; 575,23; 571,93; 561,92; mostrados na Figura 8), correspondendo a 28,43 kN.

Para o cálculo da resultante dos esforços verticais e horizontais, foram considerados o empuxo e a força vertical obtida pelo maciço de apoio, parede e telhado, que neste caso totalizou 643,16 kN. Uma vez que a resultante das solicitações não está compreendida no terço médio do maciço, o que gera uma estrutura instável, foi proposto um sistema de consolidação com a utilização de tirantes metálicos, abordado na seção seguinte.

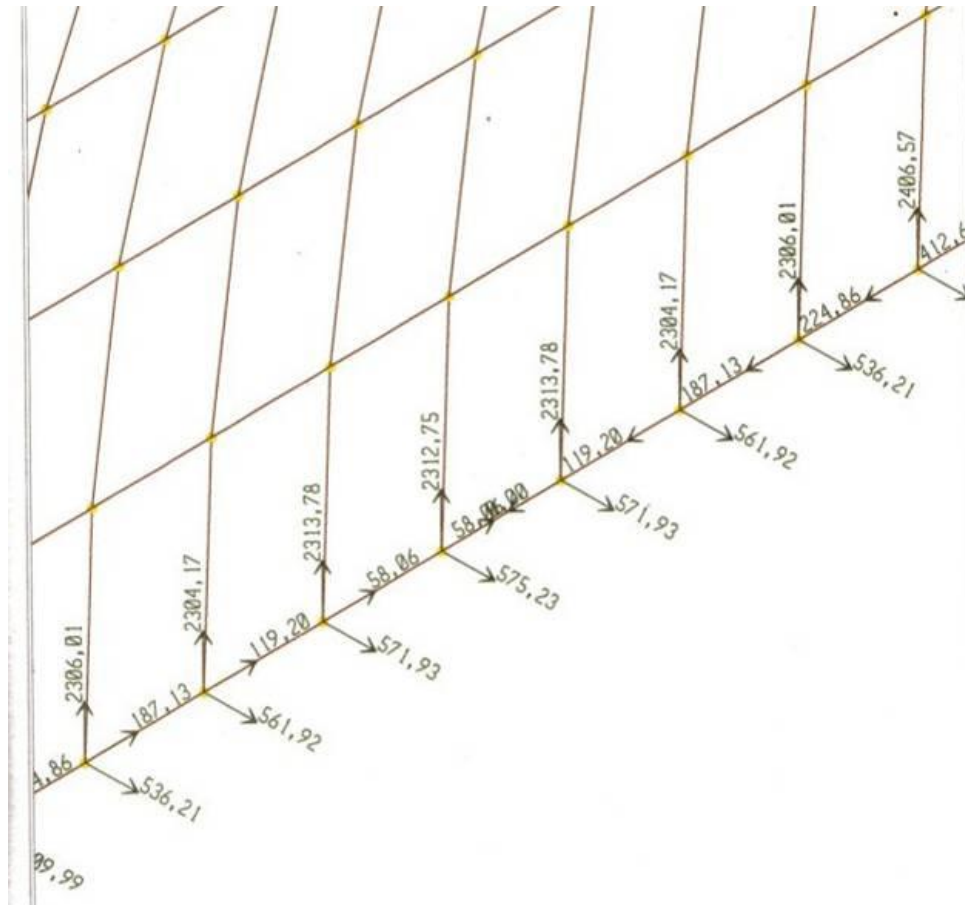


Figura 8. Esforços, considerando uma faixa de um metro de abóbada.

3. ESTABILIZAÇÃO ESTRUTURAL

O tirante metálico foi dimensionado pela fórmula da tensão, considerando aço SAE 1020, com tensão admissível de 14,00 kN/cm², recomendado pela possibilidade de abertura de rosca, e coeficiente de segurança de majoração da carga igual 1,4. Foi obtido o diâmetro de 20 mm.

Os tirantes deverão ser fixados na parede com a utilização de esbarros metálicos quadrados, de 20 cm x 20 cm (Figura 9). O espaçamento entre eles será de 154 cm (Figura 10), valor calculado levando-se em consideração a espessura da alvenaria e a distribuição dos esforços a 45°, a partir dos esbarros.

O esbarro foi verificado segundo a metodologia apresentada por Oliveira (2011, p. 202):

$$F = \sigma_0 \cdot 2 \cdot E \cdot \sqrt{2} \cdot (a + b) \quad (1)$$

Onde:

F = Força admissível no tirante

σ_0 = Tensão admissível no muro

E = espessura da parede

a = lado da base maior do tronco de pirâmide do esbarro

b = lado da base menor do tronco de pirâmide do esbarro

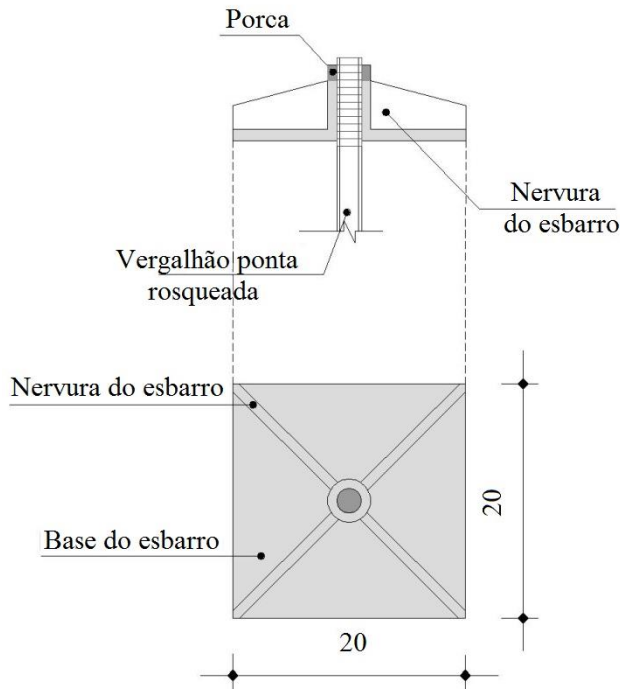


Figura 9. Detalhe do esbarro (medidas em centímetros).

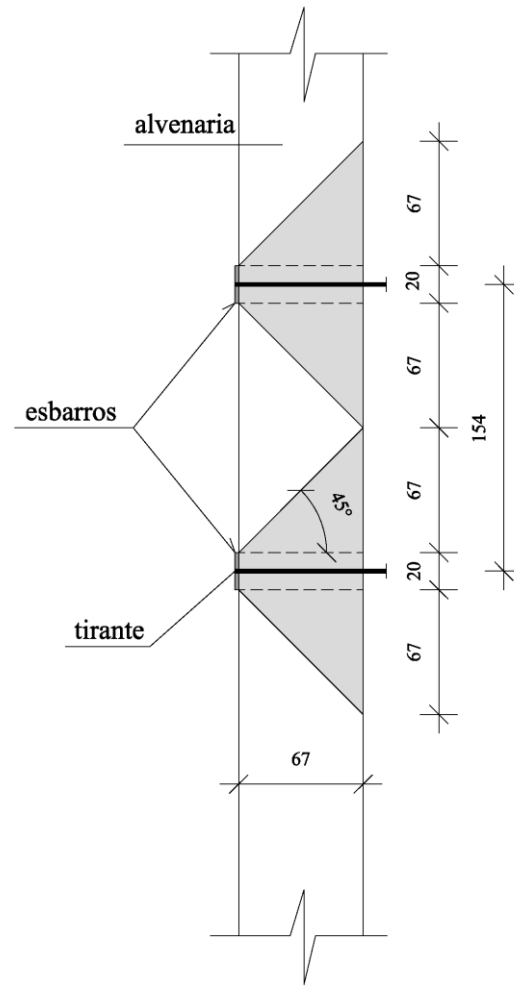


Figura 10. Detalhe do espaçamento dos tirantes, em planta (medidas em centímetros).

No caso em estudo, os parâmetros são: $\sigma_0 = 0,0015 \text{ kN/cm}^2$ (Oliveira, 2011, p. 202); $E = 67 \text{ cm}$; $a = 154 \text{ cm}$ e $b = 20 \text{ cm}$. Substituindo esses valores em (1), tem-se $F = 49,46 \text{ kN}$, que é superior à força de trabalho $1,4 \times 28,43 = 39,80 \text{ kN}$. Os esbarros de $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ serão confeccionados com espessuras de meia polegada e colocados 10 cm abaixo das impostas. Os tirantes ficarão, assim, a uma altura de 8 metros , a contar do piso. As Figuras 11 e 12 mostram, em detalhe, o sistema de estabilização proposto.

Os tirantes metálicos serão apertados com o auxílio de chave de torque para que todos fiquem submetidos ao mesmo esforço e não acentuem a instabilidade da alvenaria. Por meio deste sistema, será contido o desaprumo das alvenarias.

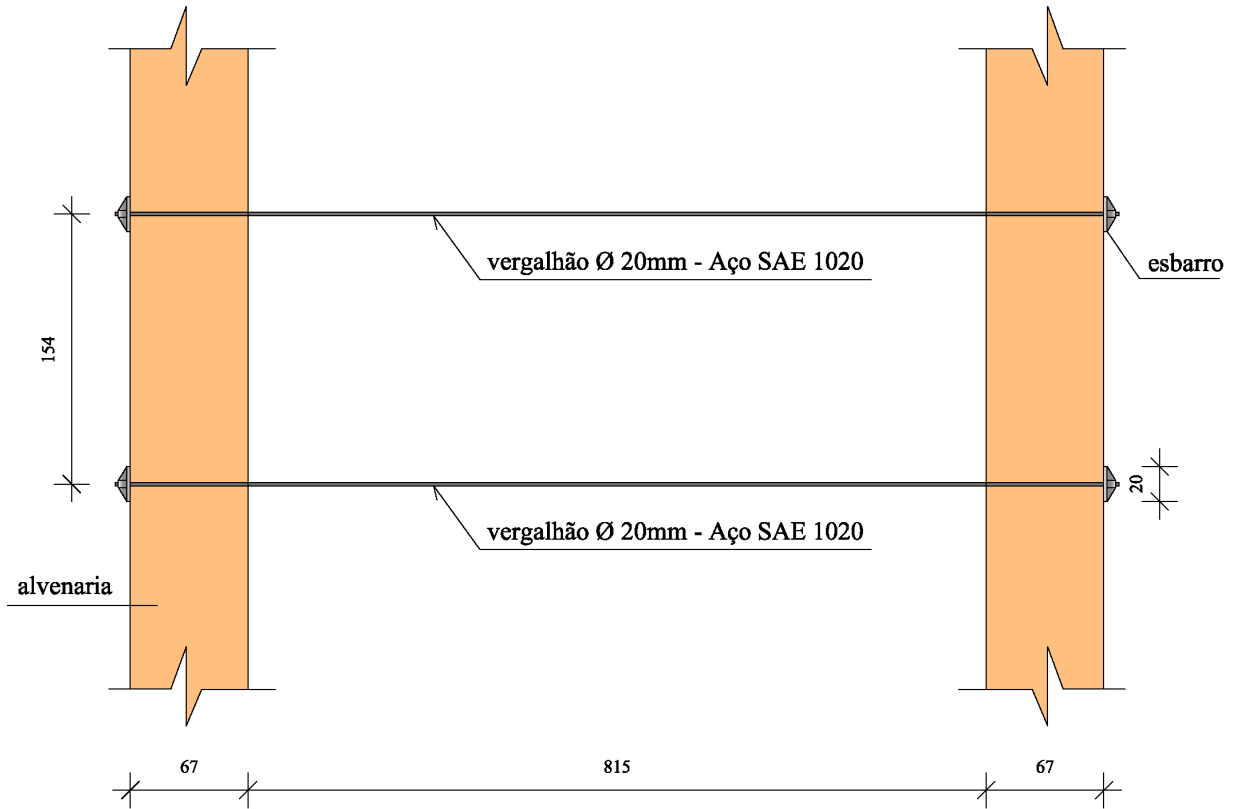


Figura 11. Sistema de estabilização proposto para a alvenaria, em planta (sem escala).

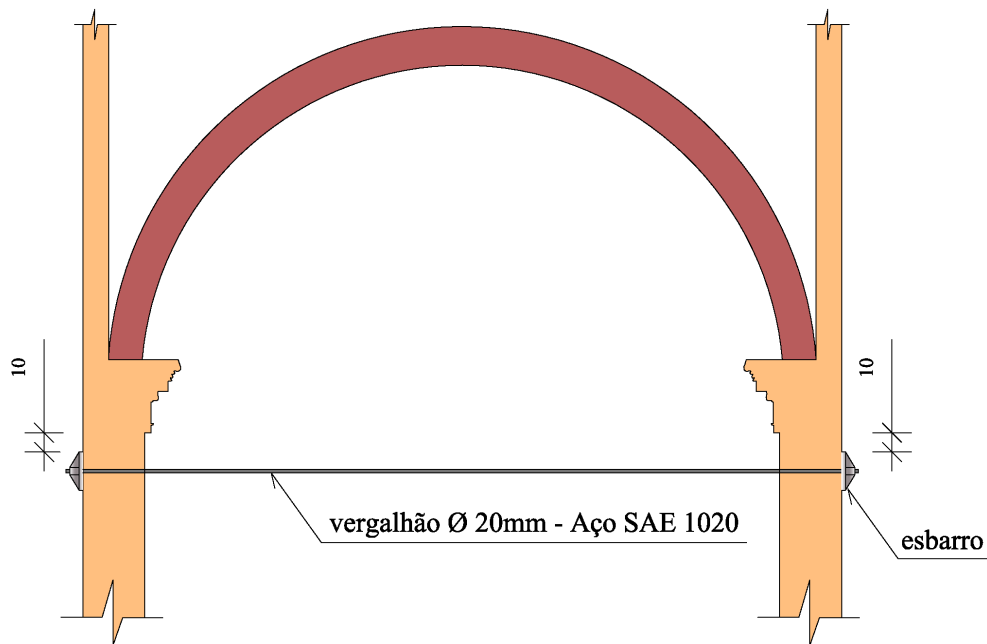


Figura 12. Sistema de estabilização proposto para a alvenaria, em corte (sem escala).

Sabe-se que, em função do tempo, os tirantes apresentarão perda de tensão pela fluência do aço, cuja avaliação poderá ser feita em laboratório, por meio de ensaio de fluência do aço, com a utilização de extensômetros. Sendo realizado em um curto espaço de tempo, seus resultados não apresentam relação direta com aplicação prática e deverão ser extrapolados empiricamente para situações reais. Após esta determinação, quando necessário, será realizado novo aperto com chave de torque. Para atender a esta questão, novas ligas que apresentam maior resistência a esse tipo de deformação têm sido desenvolvidas.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dentre os numerosos monumentos religiosos legados ao Brasil pela colonização portuguesa, destaca-se o de Santa Teresa da Bahia, o mais representativo de uma arquitetura tão peculiar e inconfundível como a de Portugal dos anos seiscentos. Ele é, em Salvador, a mais bela amostra de uma arte transplantada e adaptada ao novo ambiente.

Atualmente, a restauração é uma atividade interdisciplinar que envolve desde conhecimentos técnico-científicos até criatividade e sensibilidade para encontrar a solução mais adequada para cada caso. O presente estudo trata de uma análise estrutural e de proposta de consolidação da Igreja de Santa Teresa, em Salvador.

Teoricamente, foi feita uma contextualização do histórico e arquitetura da Igreja, passo importante para o desenvolvimento de processos de restauração e consolidação de monumentos. Posteriormente, foram obtidos os valores de empuxos com o software SAP 2000 Plus. Foi verificada a estabilidade do conjunto e desenvolvida uma proposta de estabilização das alvenarias.

Espera-se que esta metodologia possa ser disseminada e também utilizada em outras propostas que envolvam problemas de desaprumo de paredes por empuxos horizontais, pois abrange um tipo de intervenção que conserva os sistemas construtivos e estruturais, além dos materiais, incorporando peças delgadas, muitas vezes imperceptíveis aos olhos dos visitantes, e com custo módico. Ressalta-se, por fim, a importância deste trabalho, principalmente quando se trata de edificações de interesse histórico, artístico e cultural.

5. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980), “NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”, (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT), p. 5
- Bazin, G. (1956), “A Arquitetura Religiosa Barroca no Brasil” (São Paulo, Brasil: Editora Record), v. 2, p. 178
- Calderón, V. de la V. (1970), “Biografía de um monumento – O Antigo Convento de Santa Teresa da Bahia”, (Salvador, Brasil: Estudos Baianos, Universidade Federal da Bahia), nº 3, p. 244
- Calderón, V. de la V. (1981), “50 Peças do Museu de Arte Sacra da Bahia”, (Salvador, Brasil: Universidade Federal da Bahia e Dow Química S.A.), p. 124
- Oliveira, M. M. (2011), “Tecnologia da conservação e da restauração – materiais e roteiros: um roteiro de estudos”, (Salvador, Brasil: EDUFBA: ABRACOR), p. 243
- IPAC-BA (1978), “Inventário de Proteção do Acervo Cultural da Bahia – Monumentos do Município do Salvador - Bahia”, (Salvador, Brasil: Secretaria da Indústria, Comércio e Turismo), v. 1, p. 324



Inspección de una losa de 70 años de un edificio en el Golfo de México

P. Castro-Borges¹, M. Balancán-Zapata¹, A. López-González¹, M. Córdova-Quintal².

¹Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto Politécnico Nacional, Km 6 Antigua Carretera a Progreso, C.P. 97310, Mérida, Yucatán, México.

²Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán, Av. Industrias no Contaminantes por Periférico Norte, Apdo. Postal 15, Cordemex, Mérida, Yucatán, México

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i3.70>

Artículo recibido el 18 de junio de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 24 de agosto de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2015.

RESUMEN

El muelle de Progreso alberga un edificio de setenta años de antigüedad, expuesto a un ambiente agresivo en el Golfo de México. Debido a la exposición a cloruros y la falta de mantenimiento, su losa mostró síntomas de corrosión y desprendimientos de concreto. En una inspección estructural previa se sugirió un costoso y poco comprensible método de reparación, lo cual hizo pensar a las autoridades portuarias en la demolición sin prever daños colaterales a otros elementos como columnas y vigas. Debido al nivel de deterioro, los autores de este trabajo sugirieron una segunda inspección antes de demoler, la cual se realizó en zonas representativas. El objetivo de este trabajo es discutir detalles y resultados de ésta y de la inspección previa, así como del diagnóstico, el cual indicó la necesidad de demoler partes específicas de la cubierta inferior de la losa y la sustitución de la armadura por CFRP.

Palabras clave: inspección; reparación; cloruros; técnicas electroquímicas.

ABSTRACT

The Progreso pier has a head which is a seventy year-old building that is exposed to an aggressive environment in the Gulf of Mexico. As a consequence of the chloride exposure and lack of maintenance, the slabs have shown strong deterioration symptoms. A previous structural inspection suggested a very expensive and non well understood method to repair the slab, which made the authorities to think about demolition in spite of the collateral damage to other elements like columns and beams. Because of the deterioration level, the authors of this paper suggested a second inspection before demolishing and it was performed on selected parts of the slab. The objective of this work is to discuss details and results of this and previous inspection and diagnosis. The new diagnosis indicated the need of demolishing specific parts of the lower concrete cover of the slab and the substitution of the reinforcement by CFRP.

Keywords: inspection; repair; chlorides; electrochemical techniques.

Autor de correspondencia: Pedro Castro Borges (pcb1963@gmail.com)

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 3, Septiembre – Diciembre 2014, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista. Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2014.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUCCION

El edificio principal de la Autoridad Portuaria (API) se ubica en la terminal intermedia del muelle fiscal de Progreso que se encuentra en servicio desde 1941. Este edificio presenta problemas patológicos, principalmente desprendimientos y delaminaciones del hormigón debido a la corrosión del refuerzo en la mayoría de sus columnas, vigas y losas. Este edificio de cuatro niveles presenta problemas visibles debido a su uso, edad, reparaciones pobres y falta de mantenimiento. Debido a lo anterior API contrató una inspección para tener un punto de vista estructural y por durabilidad de la estructura completa. Sin embargo, los resultados causaron una desilusión a la API, debido a que la solución propuesta consistió en una reparación por parcheo, pero sin un conocimiento profundo de las causa del problema, y tampoco del origen de los daños. Debido a estos resultados, las autoridades pensaron en demoler completamente la losa sustituyéndola por una nueva, sin embargo, esta acción podría ocasionar un fuerte daño a otros elementos estructurales tales como columnas y vigas, y por supuesto un tremendo costo derivado no sólo de los gastos de reparación y construcción, sino también de las medidas logísticas que implican el movimiento de los equipos, muebles y personal a otras instalaciones. Como consecuencia de ello, los autores de este trabajo sugirieron un estudio más completo y detallado de durabilidad a fin de desarrollar una estrategia de reparación que pudiera salvar la losa y extender la vida útil remanente de todo el edificio sin gastos significativos por logística y construcción. Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión, contenido de cloruros, potencial de corrosión y velocidad de corrosión para conocer la gravedad del problema y discernir sobre posibles reparaciones. La nueva propuesta consistió en un cuidadoso rediseño de la estructura de acuerdo a códigos modernos, sustituyendo el acero negro viejo por un uso consciente y selectivo de polímeros reforzado con Fibras de carbono (CFRP por sus siglas en inglés). El objetivo de este trabajo es discutir algunos detalles y resultados de los procedimientos propuestos durante la inspección, diagnóstico y reparación.

2. EXPERIMENTAL

La Figura 1 muestra fotos del muelle de Progreso y del edificio inspeccionado. Los cimientos del edificio están sobre los arcos, vigas y pilotes del muelle fiscal los cuales están hechos de hormigón masivo. Las vigas del muelle tienen acero inoxidable 304, sin fines estructurales como se ha discutido en trabajos previos (Castro et al, 2002). El edificio está en el centro de la cubierta del muelle principal y tiene una altura de 17.90 m. El edificio está en servicio desde 1941, según reporta (Christensen, 1954).



Figura 1. Fotos del muelle de Progreso y del edificio evaluado.

Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión (f_c) (NMX-C-169-ONNCCE-2009), potencial de corrosión (E_{corr}) (ASTM C876), velocidad de corrosión (i_{corr}) (Andrade, 1996) y resistividad eléctrica (R_s) (Millard, 1993), así como de contenido de cloruros (Cl^-) (ASTM C-1152) y porosidad efectiva (ϵ) (Fagerlund, 1986) mediante núcleos de hormigón.

La Figura 2 muestra un esquema de las Zonas seleccionadas para la inspección, denominadas Zona 1 y Zona 2. La Figura 3 muestra la losa de la Zona 1. Se seleccionaron estas áreas debido a que son representativas de las Zonas afectadas. La ubicación de la Zona 1 es al Noreste (NE) del edificio, sección de vientos predominantes marinos y área seriamente dañada, con presencia de grietas y desprendimiento del recubrimiento en varias partes. Esta Zona recibió mantenimiento hace ocho años a través de un sistema de parcheo en un 80% de su superficie. La Zona 2 está en el lado Noroeste (NO) y mostró mantenimiento previo de parcheo en aproximadamente 20% de su superficie. Visualmente la Zona 2 es una de las losas más conservadas, caso contrario a la Zona 1.

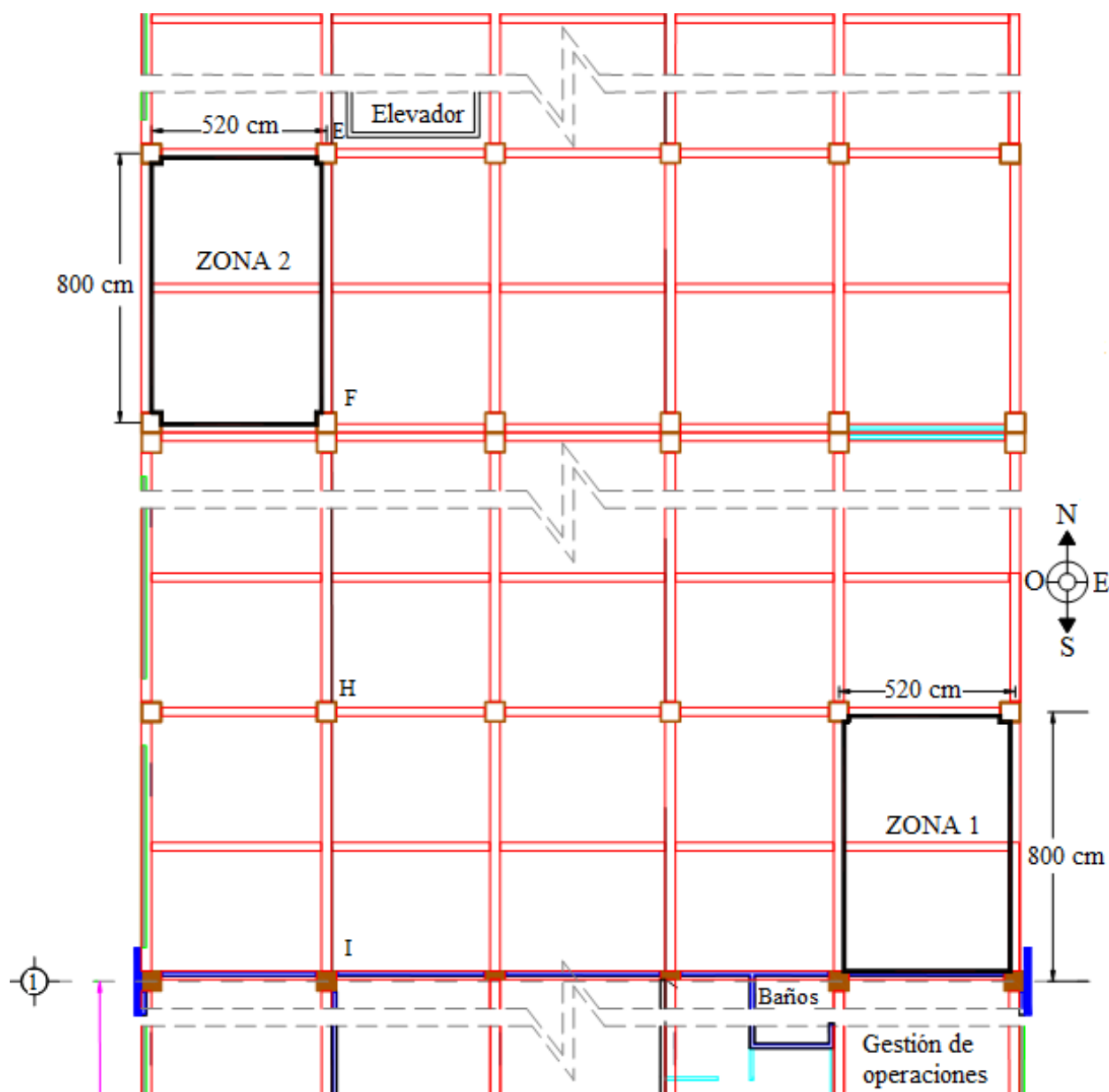


Figura 2. Esquema de las Zonas inspeccionadas en las losas de las Zonas 1 y 2

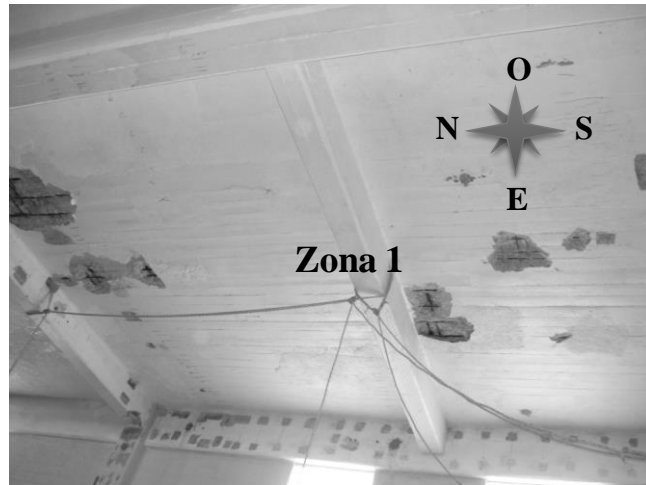


Figura 3. Foto de losas deterioradas en la Zona 1 que corresponde al NE (vientos predominantes)

3. RESULTADOS

3.1 Potencial de corrosión

Las Figuras 4 y 5 muestran la distribución de E_{corr} en las losas. Las Zonas color rojo indican la mayor probabilidad de corrosión y por lo tanto la gravedad del problema. El efecto de los vientos predominantes se observa en la Zona 1. Las mediciones de E_{corr} mostraron la posible distribución de las zonas con mayor o menor riesgo de corrosión y de desprendimientos del hormigón, en términos de su posición con respecto a los vientos predominantes. Los valores obtenidos permitieron la selección de lugares estratégicos para obtener los valores de velocidad de corrosión.

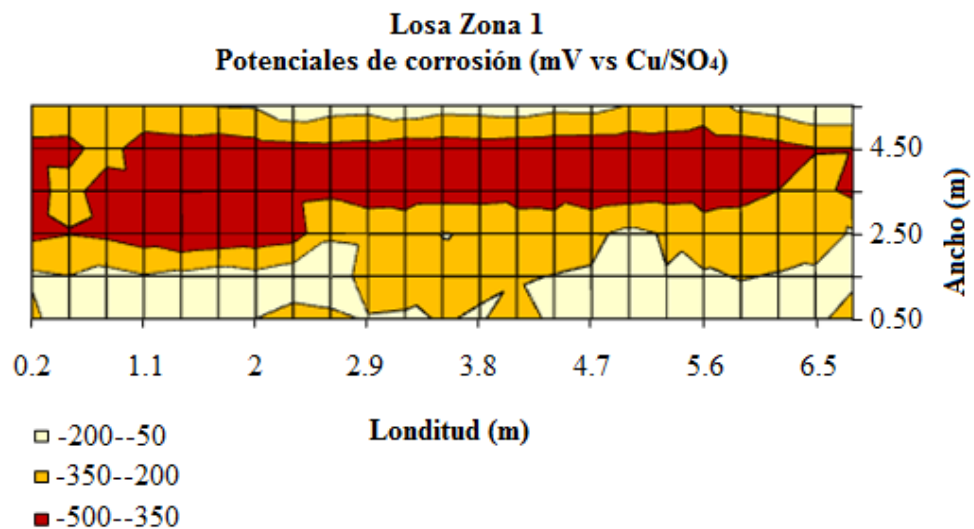


Figura 4. Mapeo de potencial de corrosión de la losa en la Zona 1.

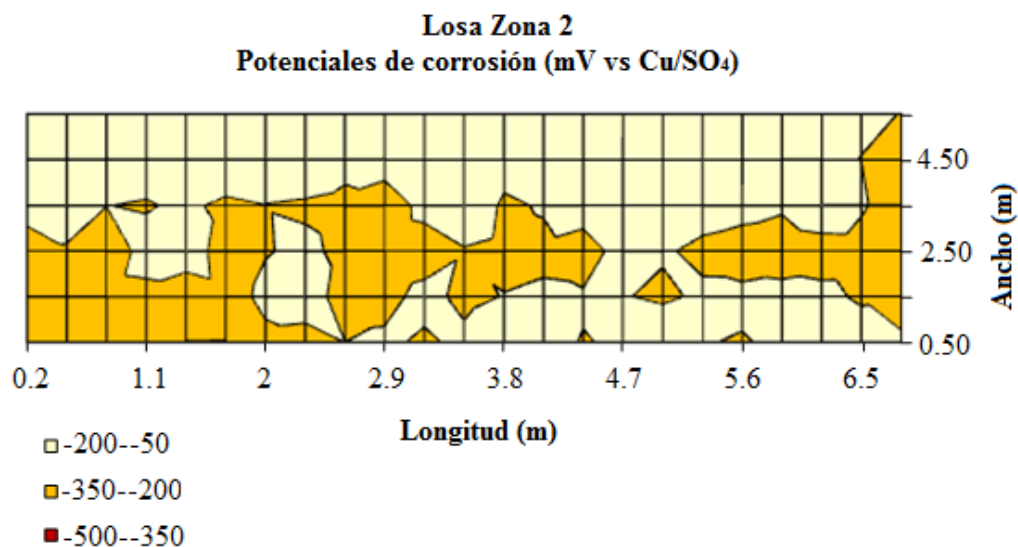


Figura 5. Mapeo de potencial de corrosión en losa en la Zona 2

3.2 Velocidad de corrosión

Las Figuras 6 y 7 muestran la distribución de la velocidad de corrosión en partes seleccionadas de la losa en la Zona 1 y en la Zona 2. Los resultados corroboraron los valores de i_{corr} y sirvieron para detectar las áreas con mayor sensibilidad y probabilidad de desprendimiento. Los valores con mayor riesgo a presentar corrosión, de acuerdo a la literatura (Troconis et al, 1997), fueron detectados en donde existían zonas reparadas por parcheo. Este es un claro ejemplo de que una incorrecta reparación puede empeorar el problema.

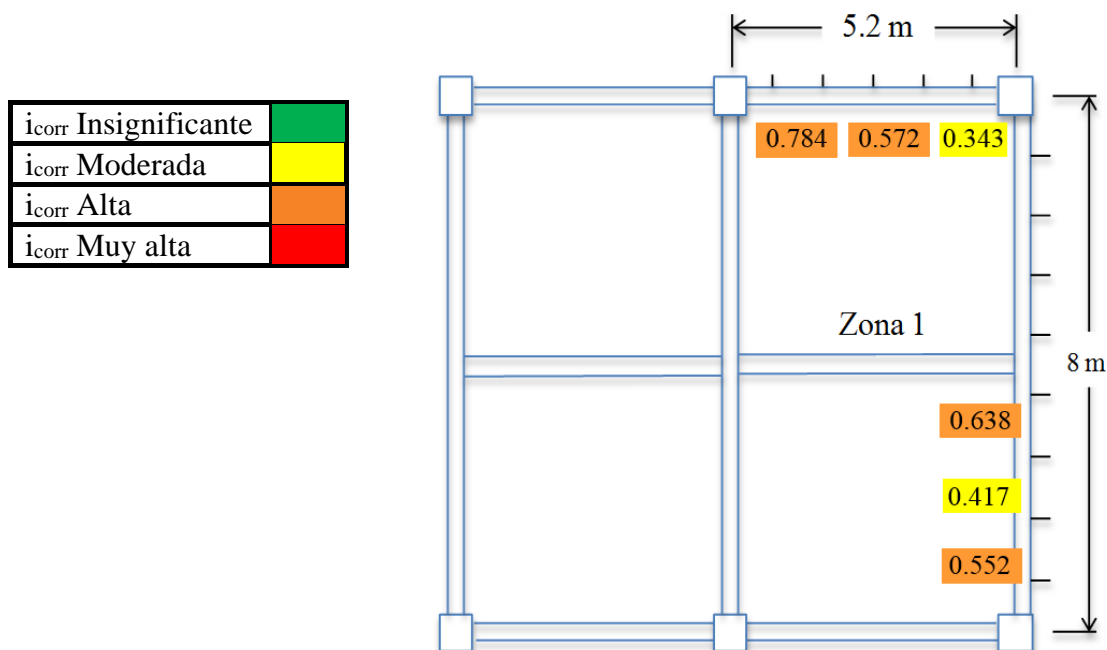


Figura 6. Distribución de la corrosión en $\mu A/cm^2$ para la Zona 1 de la losa, lado NE (vientos predominantes)

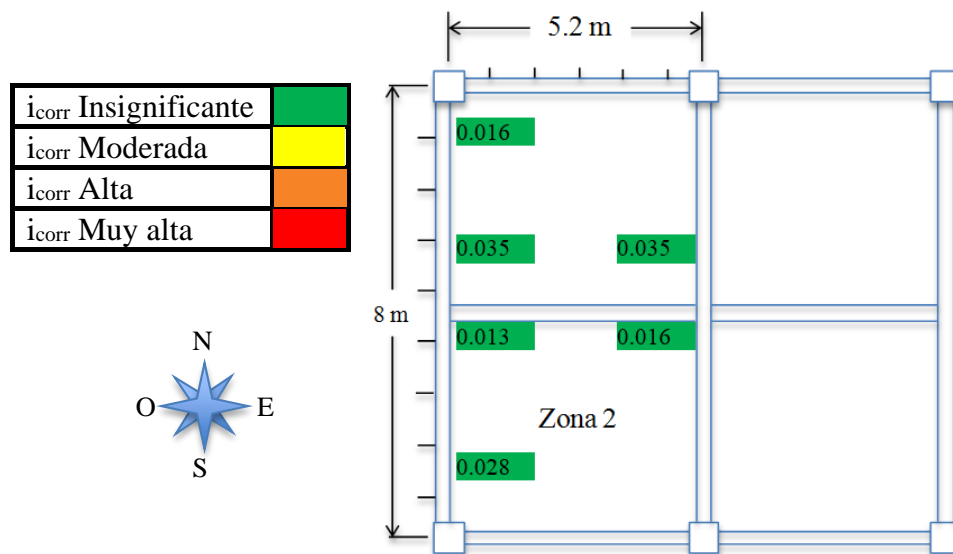


Figura 7. Distribución a la corrosión en $\mu A/cm^2$ para la Zona 2 de la losa (lado NO)

3.3 Resistencia a la compresión

La Resistencia a la compresión fue obtenida e interpretada de acuerdo a la norma NMX C 1693 y ACI 318. Uno de los valores representativos obtenidos para las losas fue de 30 MPa, que es una resistencia muy buena desde el punto de vista estructural, pero permeable desde el punto de vista de la durabilidad.

3.4 Concentración de Cloruros

La Figura 8 muestra un núcleo representativo para la extracción de cloruros. Es de notar la composición de este núcleo de la losa: mortero (parte superior), piedras (parte media) y hormigón (parte inferior). La concentración de cloruros se obtuvo en los tres materiales como se observa en la misma Figura 8. La forma y la intensidad del perfil de cloruro aportaron varias pistas para diseñar la estrategia de reparación.

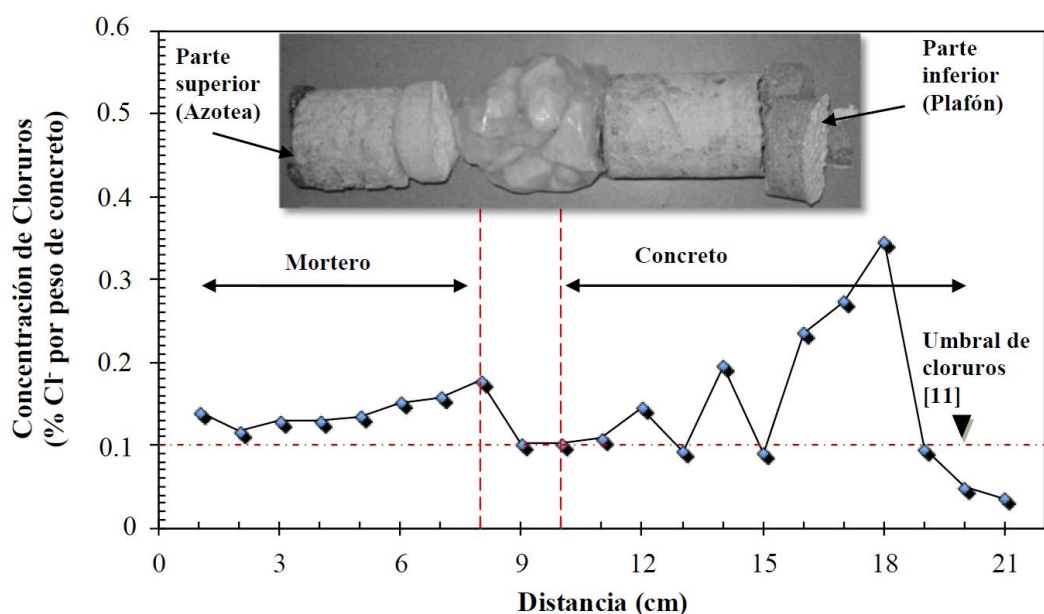


Figura 8. Perfil de Cloruros obtenido a partir de un núcleo representativo de la Zona 1

3.5 Porosidad

La porosidad efectiva (ϵ) fue obtenida e interpretada de acuerdo al método de Fagerlund (Fagerlund 1986). Los valores obtenidos en las losas estuvieron entre 18 y 22% lo cual es elevado. Estos valores son característicos de un hormigón permeable.

4. DISCUSIÓN

4.1 Mecanismos de Daño

Hormigones similares a los que se usaron en las losas han sido expuestos durante varios años al mismo ambiente marino y se ha encontrado que el umbral de cloruros, para el inicio de corrosión, es de 0.11% por peso de concreto (Castro, 2001). Suponiendo que esta información es válida para este tipo de hormigón, la información electroquímica, junto con la distribución del perfil de cloruros hizo pensar que la corrosión del refuerzo es evidente y que la intrusión de cloruros debe ser controlada.

La Figura 8 muestra que la entrada de cloruros fue limitada por las capas superiores de piedras y mortero sobre la losa. Sin embargo, se observa un perfil bien definido desde la parte blanda (mortero) hasta la parte más interna de la losa. Esto es, que los primeros 10 cm de hormigón, detrás del eje neutro, están contaminados por cloruro y por lo tanto, provocando la corrosión del acero de refuerzo en el lado de flexión de la losa. La razón por la que el perfil de cloruros mostró un pico fuerte en la parte media de la losa podría estar relacionada con el hecho de que una vez que el edificio fue rehabilitado, se creó una restricción de puertas y ventanas para la entrada de cloruros. La condición de baja humedad de la nueva condición promovió a su vez una fuerte disminución del contenido de cloruro en la superficie de la parte blanda de la losa.

La losa fue recalculada siguiendo los criterios actuales y se encontró que el diámetro del acero de refuerzo podría tener una pérdida de sección de hasta el 33% sin tener problemas estructurales. Desafortunadamente, las grietas, los productos de corrosión y desprendimientos de hormigón afectaron negativamente cualquier refuerzo. Por estas razones, se decidió retirar todo el refuerzo en el lado de flexión (momento de flexión positivo).

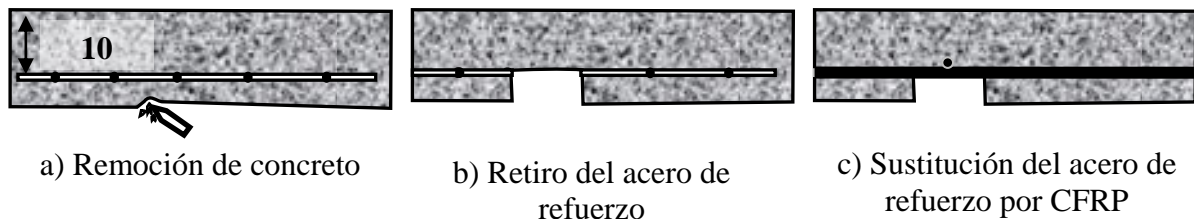


Figura 9. Esquema de remoción del acero de refuerzo y sustitución de CFRP.

4.2 Método sugerido para las reparaciones

La primera medida es evitar la entrada de más humedad y cloruros a través del uso de deshumidificadores, la apertura de tragaluces que permitan la entrada de luz solar, etc. Los elementos que muestran una condición crítica deben ser reparados mediante la eliminación del acero dañado en la Zona de flexión (parte central de la losa) y la colocación de bandas de CFRP (en ambas direcciones, 10 mm de ancho) como se muestra en la Figura 9. Todo el refuerzo corroído de las losas debe ser eliminado por decapado de unos 6 cm a lo largo de la superficie de la losa. Se colocarán dos capas de 1 cm de ancho de CFRP y distribuyéndolos de acuerdo al recálculo estructural de la losa el cual establece que esta fibra sea utilizada como refuerzo a la flexión.

4.3 Directrices para la inspección y reparación de estructuras similares

Estructuras similares con problemas similares en las losas se pueden inspeccionar y reparar mediante los siguientes lineamientos:

- a) Debe realizarse un estudio de durabilidad con pruebas químicas y electroquímicas.
- b) Después de tener el diagnóstico de corrosión, se debe analizar una estrategia para la posible sustitución de la armadura.
- c) Se debe realizar un análisis estructural de acuerdo con el uso real de la estructura y los códigos de construcción respectivos.
- d) Proporcionar un proyecto mostrando paso a paso los procedimientos, para la sustitución de los refuerzos.
- e) Realizar una prueba sobre la losa con el fin de comprobar si los procedimientos y los resultados se encuentran dentro de la expectativa.
- f) Preparar un reporte posterior a la inspección basado en los resultados de la reparación.

5. CONCLUSIONES

Estas conclusiones se aplican a las condiciones de este trabajo. Cualquier extrapolación a otras condiciones diferentes debe hacerse con cuidado y bajo la responsabilidad del contratista respectivo y/o propietario.

- Se realizó un estudio de durabilidad en el edificio principal de la Autoridad Portuaria en el muelle de Progreso (a 2 Km de la costa) en un ambiente tropical marino. Los resultados de las losas fueron discutidos en este trabajo, ya que requieren una actuación más urgente.
- Se describió el mecanismo de deterioro por cloruro y corrosión. El techo estaba protegido de la fuerte acción de los cloruros por las capas adicionales con las que cuenta (piedras y mortero). Sin embargo, la región blanda sin protección (mortero) permitió la entrada de los cloruros y la corrosión de la armadura.
- Los ensayos electroquímicos fueron un instrumento importante para determinar las causas y la gravedad del problema.
- Con el fin de evitar más problemas de corrosión, se llevó a cabo un análisis estructural y se hizo posible un plan para eliminar el acero de refuerzo de flexión en la parte inferior de la losa de hormigón. Este análisis se publicará en otro trabajo.
- Debido a las condiciones de deterioro, se propuso un método de sustitución de las barras de refuerzo de flexión por el uso selectivo de CFRP. Se proporcionó una breve descripción de este método.
- El contrato para el plan de reparación se estaba asignando al cerrar este artículo

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo parcial del CINVESTAV y CONACYT en algunas partes de este trabajo. Un reconocimiento especial a la API por su patrocinio. Las opiniones y puntos de vista son los de los autores y no necesariamente de las organizaciones de apoyo.

7. REFERENCIAS

- ACI 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute.
- Andrade C., Alonso, C. (1996) *Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 5, pp. 315-328
- ASTM C876. *Test Method for Half-Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete*
- ASTM C-1152. *Standard Test Methods for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*
- Castro P, Troconis O., Moreno E., Torres-Acosta A., Martínez-Madrid M y Knudsen A. (2002) *Performance of a 60-year-old concrete pier made with stainless steel reinforcement in Mexico*. Materials Performance Vol. 4, No. 10, pp. 50-55
- Castro P.: The chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in two tropical marine micro-climates of Yucatán-México. In: N. Banthia, K. Sakai, and O.E. Gjorv (eds), Third International Conference on Concrete under Severe Conditions. Environment and Loading, The University of British Columbia, Vancouver, Canada Vol. 1 (2001), 151-158.
- Christensen A., (1954) *Pier at Progreso, 50 Years of Civil Engineering*, Christiani & Nielsen, Copenhagen, Denmark,.
- Fagerlund, G. (1986) *On the Capillarity of Concrete*, Nordic Concrete Research, No. 1, Oslo, paper No. 6.
- NMX-C-169-ONNCCE-2009. *Industria de la Construcción-Concreto-Extracción de Especímenes Cilíndricos o Prismáticos de Concreto Hidráulico Endurecido*.
- Millard S. G. (1993), *Corrosion rate measurements of in situ reinforced concrete structures*”. in: Proceedings of the Institute of Civil Engineer, Structures and Building., Vol. 99, pp. 84-88.
- Troconis O. y Miembros de la Red DURAR (1997), *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico en Estructuras de Hormigón Armado*, CYTED, Programa XV.b, Durabilidad del Refuerzo, 207 p.



Importancia de la modelación numérica en la puesta en valor de estructuras patrimoniales de mampostería en zona sísmica

G. González del Solar^{1,3}, P. E. Martín¹, F. A. Calderón,^{1,2} N. G. Maldonado¹, I. A. Maldonado¹

¹ Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción, Sismología e Ingeniería Sísmica, Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnológica Nacional, Rodríguez 273, Ciudad, Mendoza, República Argentina.

² Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica, República Argentina

³ Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, República Argentina

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4.i3.71>

Artículo recibido el 08 de julio de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de septiembre de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2015.

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 3, Septiembre - Diciembre 2014, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2014.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMEN

Se aplica la modelación numérica de un edificio de mampostería cerámica cocida de fines del siglo XIX en la zona de mayor riesgo sísmico de Argentina mediante el método de los elementos finitos. Para la verificación estructural se formula un modelo no lineal, utilizando elementos tipo shell que simulan el comportamiento no lineal de la mampostería a fin de verificar la estructura ante distintas acciones considerando el daño existente y por otro lado, se analiza la estructura en forma lineal para diseñar y verificar el refuerzo propuesto. Para el comportamiento del suelo se utiliza el modelo de Mohr Coulomb elasto-plástico. La validez de los resultados obtenidos implica utilizar parámetros derivados de estudios de campo y laboratorio a escala natural, de muretes de espesores similares. La eficiencia de la puesta en valor se analiza mediante técnicas de identificación de sistemas previo a la rehabilitación y posterior a ella.

Palabras clave: mampostería; gran espesor; sismo; modelación.

ABSTRACT

A numerical modeling of an artisanal ceramic brick masonry building dated from the late nineteenth century in the area of the highest seismic hazard of Argentina by the finite element method is applied. A nonlinear model is formulated, using shell elements that simulate the nonlinear behavior of the masonry structure in order to verify some actions considering existing damage. On the other hand, the structure is analyzed elastically for design and verify the proposed reinforcement. The soil foundation behavior is modeled by elastoplastic Mohr Coulom. The validity of the results obtained from field studies and laboratory tests, where low walls are made of similar thickness parameters. The efficiency of the enhancement is analyzed using identifying system techniques prior to rehabilitation and post it.

Key words: masonry; large thickness; earthquake; modelation.

Autor de contacto: Noemí Graciela Maldonado (ngm@frm.utn.edu.ar)

1. INTRODUCCIÓN

La puesta en valor de construcciones existentes es un requerimiento demandante para la sostenibilidad ambiental y para alcanzar los niveles de seguridad suficiente en los edificios patrimoniales, en especial cuando se trata de habilitarlos al uso público en una zona de elevado riesgo sísmico. Sin embargo, el valor histórico puede perderse debido a la intervención, por lo tanto se necesitan nuevos enfoques en su estudio (Maldonado et al, 2011).

La infraestructura escolar de fines del siglo XIX y principios del XX en Mendoza, Argentina se ha ejecutado con mampostería cerámica cocida sin encadenados y con espesores y alturas significativas (Grementieri & Shmidt, 2010). Los terremotos locales de fuente cercana han dañado estos edificios, por lo tanto se requiere evaluar su vulnerabilidad y adecuarlos a la normativa vigente, sin olvidar los aspectos históricos y sociales (INPRES, 1986; CCSR, 1987; INPRES-CIRSOC 103, 2009).

En este trabajo se presentan y analizan los resultados de los distintos modelos utilizados en la puesta en valor de un edificio escolar patrimonial. Los estudios de campo y de laboratorio han permitido obtener parámetros para modelar el comportamiento del edificio y del suelo mediante el método de los elementos finitos.

2. EDIFICIO ESTUDIADO

La escuela Bartolomé Mitre de la ciudad de Mendoza, es un edificio monumental construido a partir de 1880 con muros de mampostería cerámica cocida de más de 0,35 m de espesor y 7,0 m de altura, techo de caña y barro con cubierta de zinc y una fundación superficial de cimientos de calicanto bajo muros. El diseño arquitectónico corresponde a un edificio educacional desarrollado alrededor de un patio central con una galería a la que dan las aulas y dos patios internos con sectores de servicio en la parte posterior (Maldonado et al, 2011).

El edificio escolar ha permanecido bajo la tutela del Estado Provincial, siendo afectado por los distintos eventos sísmicos ocurridos desde su construcción. En 1927 el terremoto de Lavalle, produjo daños que obligaron a introducir un atensoramiento de los muros de los pasillos, resultando una intervención débil. El evento ocurrido en abril de 1967 llevó a la necesidad de refundar los apoyos de las columnas de mampostería del patio central debido a los daños detectados en los arcos. El sismo de enero de 1985 produjo la fisuración de los tímpanos superiores de la mampostería del frente. Finalmente, el temblor de agosto de 2006 produjo el desprendimiento de un sector de la fachada. Debido a esto, a partir de 1985 se suspendió el uso como edificio educativo y en 1993 recibió la declaración de bien patrimonial de la Provincia de Mendoza. Los requerimientos municipales han obligado al gobierno provincial a definir su situación: demolición o puesta en valor.

El edificio original ha tenido varias intervenciones que modificaron su funcionamiento y afectaron su seguridad. Una de ellas ha sido el reemplazo del piso de madera flotante por un piso de mosaico y relleno de la cámara de aire, lo que significó la degradación de la mampostería por acción de la humedad del suelo. Por otro lado, la elección de pintura al aceite en muros hasta una altura de 1,50 m produjo daños en la mampostería por presencia de sales (Gómez Voltán, 2007). Además, el mal funcionamiento de los desagües pluviales y cloacales afectó el comportamiento del suelo y generó el asentamiento de muros y daños en los arcos.

Para remediar los problemas descriptos es que a partir de 1999 se iniciaron las inspecciones y estudio de materiales. Los estudios de suelos y la medición de microvibraciones ambientales han

permitido entender el comportamiento anómalo inspeccionado (CeReDeTeC, 2010). En 2011 se inició la puesta en valor que ha concluido en el aspecto estructural a mediados de 2013.

3. MODELACIÓN

El Gran Mendoza, principal núcleo urbano del oeste argentino, tiene el mayor riesgo sísmico del país, y mantiene en pie más del 30% de sus edificios escolares construidos en mampostería cerámica de gran espesor con mínimas provisiones sismorresistentes o con provisiones sismorresistentes obsoletas (INPRES, 1989). Debido a esto, estudiar las construcciones existentes y entender su comportamiento ante cargas sísmicas toma un rol protagónico a la hora de la puesta en valor de las estructuras (Maldonado et al, 2013).

Los modelos numéricos elegidos deben ser capaces de captar los diferentes modos de falla del material. Sin embargo, la mayor parte de los estudios realizados en mampostería y en mampostería reparada se basan en espesores no mayores a 0,20 m (ACI 440.7R-10, 2010). De esta manera, es necesario generar modelos de simulación numérica que permitan anticipar el comportamiento de muros de mayores espesores y contrastarlos con ensayos experimentales.

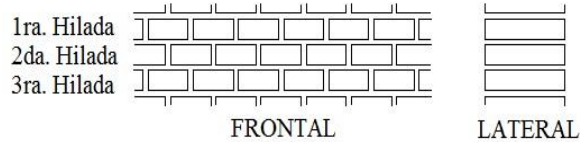
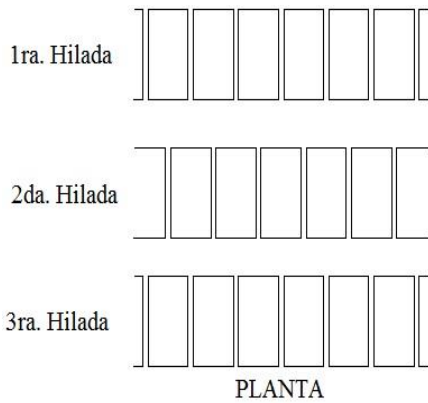
En este trabajo se analiza en primer lugar la modelación de la mampostería con distintos espesores para ajustar parámetros, luego se evalúa la estructura como modelo lineal para realizar el diseño de la estructura de refuerzo y se utiliza un modelo no lineal para verificación del daño. Paralelamente se realiza una modelación del suelo a fin de verificar las condiciones de capacidad y deformabilidad del mismo a través de un modelo elasto-plástico tipo Mohr Coulomb.

3.1. Modelación de la mampostería

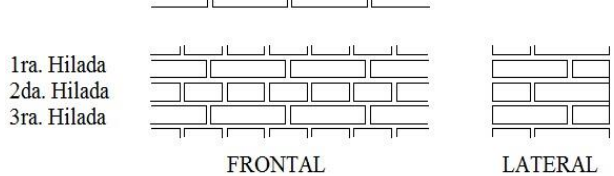
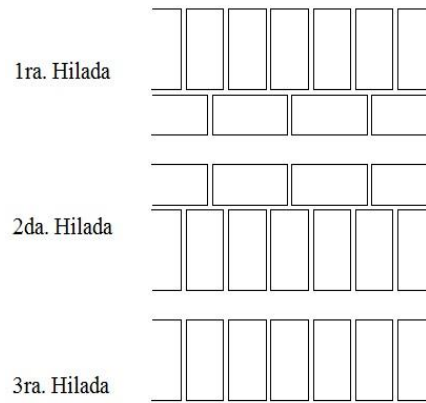
Los muros de mampostería del edificio escolar en estudio conforman aparejos de tres espesores distintos obtenidos por la combinación de los mampuestos y distribuidos según la función del paramento. En tabiques divisorios se observa un espesor medio de 0,38 m obtenido por la colocación del mampuesto de cabeza (Figura 1a). Los muros de soporte estructural presentan un espesor de 0,55 m obtenido por un mampuesto de cabeza y otro de soga (Figura 1b). Finalmente, para el basamento de fundación se emplea un mampuesto de cabeza y dos de soga dando un espesor final de 0,75 m (Figura 1c).

Para obtener los parámetros de modelación de la mampostería, se realizaron ensayos en laboratorio en escala 1:1 sobre probetas que responden a las características generales observadas en el párrafo anterior. Los muretes confeccionados poseen dimensiones de 1,0 m x 1,0 m de lado con espesor variable de acuerdo a las disposiciones indicadas en las Figuras 1a y 1b. Se confeccionaron 3 probetas similares siguiendo el aparejo de Figura 1a denominadas MMB-02, MMB-03 y MMB-04 y otras tres probetas con el aparejo 1b denominadas MMB-05, MMB-06 y MMB-07. Las propiedades de los materiales empleados responden a las tecnologías actuales siendo las dimensiones medias del mampuesto 6,6 cm x 26,0 cm x 16,4 cm con densidad media de 1376,30 kg/m³. Por otro lado, el mortero empleado se trata de un tipo N (INPRES CIRSOC 103-Parte III, 1983) con una dosificación volumétrica 1:1:6 en cemento, cal y arena (González del Solar et al, 2013), simulando materiales como técnicas constructivas similares a las utilizadas a comienzos del siglo XX (Gómez Voltán, 2007).

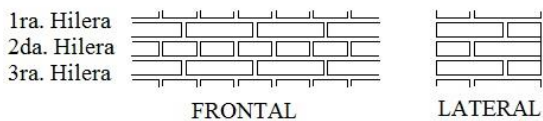
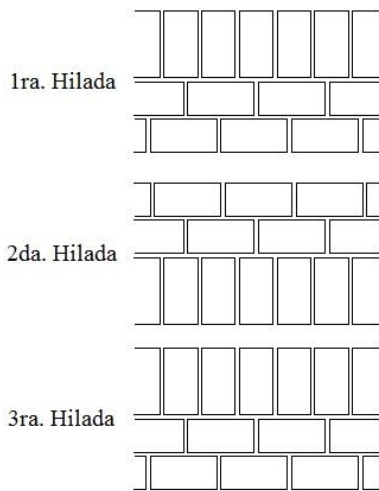
Con los resultados experimentales alcanzados se formuló un modelo de elementos finitos empleando el software ABAQUS (Simulia, 2011) y cuyos parámetros permiten obtener un comportamiento similar al observado durante los ensayos. Para ello se adoptó un material elasto-plástico regido por la teoría de falla Drucker Prager y cuyas características se resumen en la Tabla 1.



a) Aparejos para los muros de mampostería de 0,38 m (mampuesto de cabeza)



b) Aparejos para los muros de mampostería de 0,55 m (mampuesto de cabeza y sogá)



c) Aparejos para los muros de mampostería de 0,75 m (mampuesto de cabeza y dos de sogá)

Figura 1. Aparejo de los muros de mampostería

Tabla 1. Propiedades elasto-plásticas de la mampostería simulada

Características elásticas	
E [N/m ²]	6,85E+09
Coef. de Poisson (ν)	0,155
Características plásticas	
Ángulo de fricción [°]	32
Razón de tensión de flujo	0.8
Ángulo de dilatación [°]	36
Tensión de inicio de fluencia a compresión [N/m ²]	1,30 E+06
Tensión última de compresión [N/m ²]	1,60 E+06
Deformación plástica absoluta [m]	0,0005

En la Figura 2a se presenta el esquema de cargas y en las Figuras 2b y 2c las probetas de mampostería antes del ensayo y luego del ensayo a compresión diagonal en laboratorio.

En la Figura 3 se muestra la zona afectada por daño plástico, que simula la zona dañada en la mampostería.

En la Figura 4 se grafican los resultados de carga horizontal vs. deformación de las probetas ensayadas y los ajustes experimentales adoptados para la modelación de la mampostería por MEF.

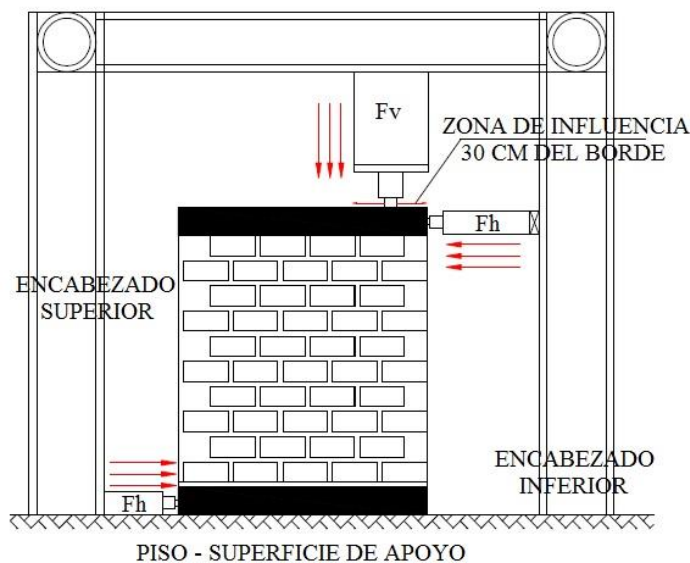


Figura 2. Probetas ensayadas a compresión diagonal (antes y después del ensayo).

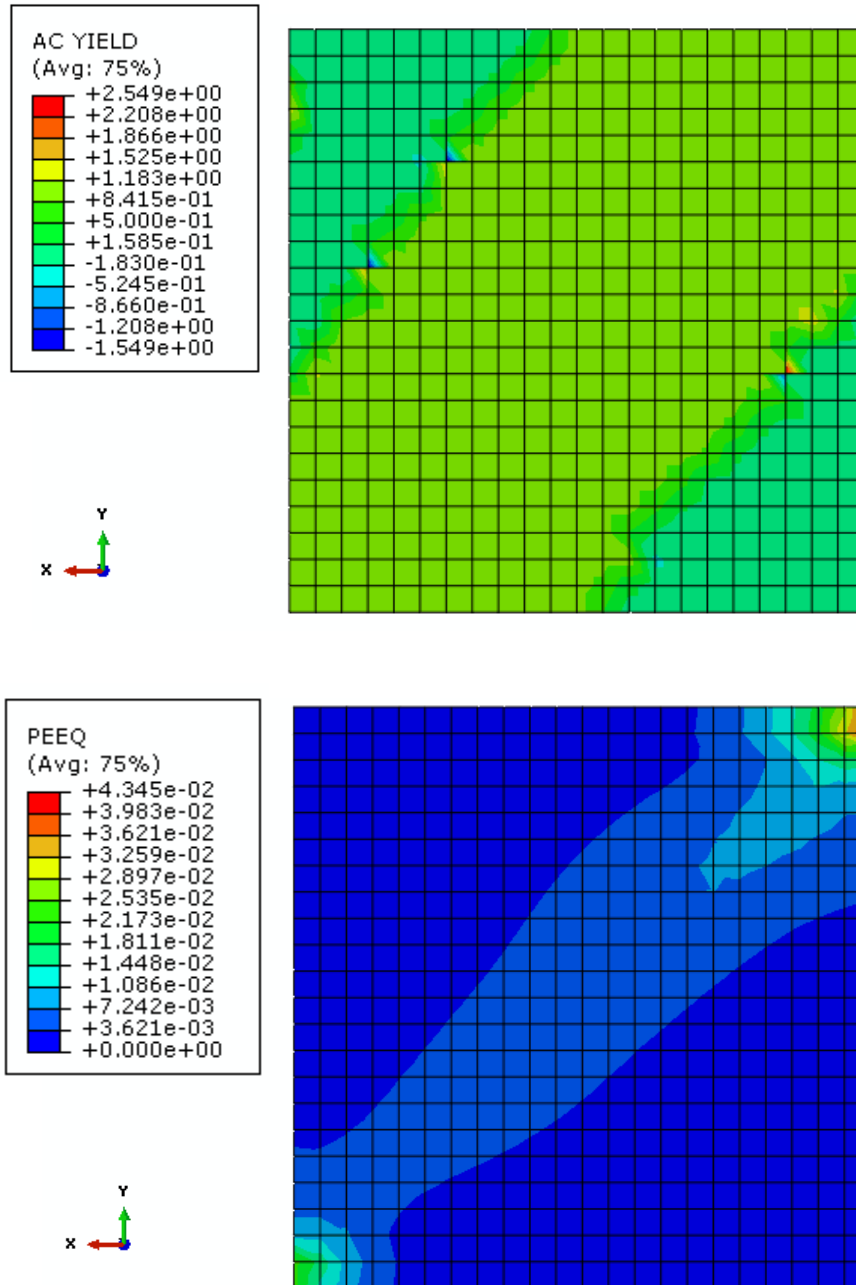


Figura 3. Modelación mediante elementos finitos de las probetas.

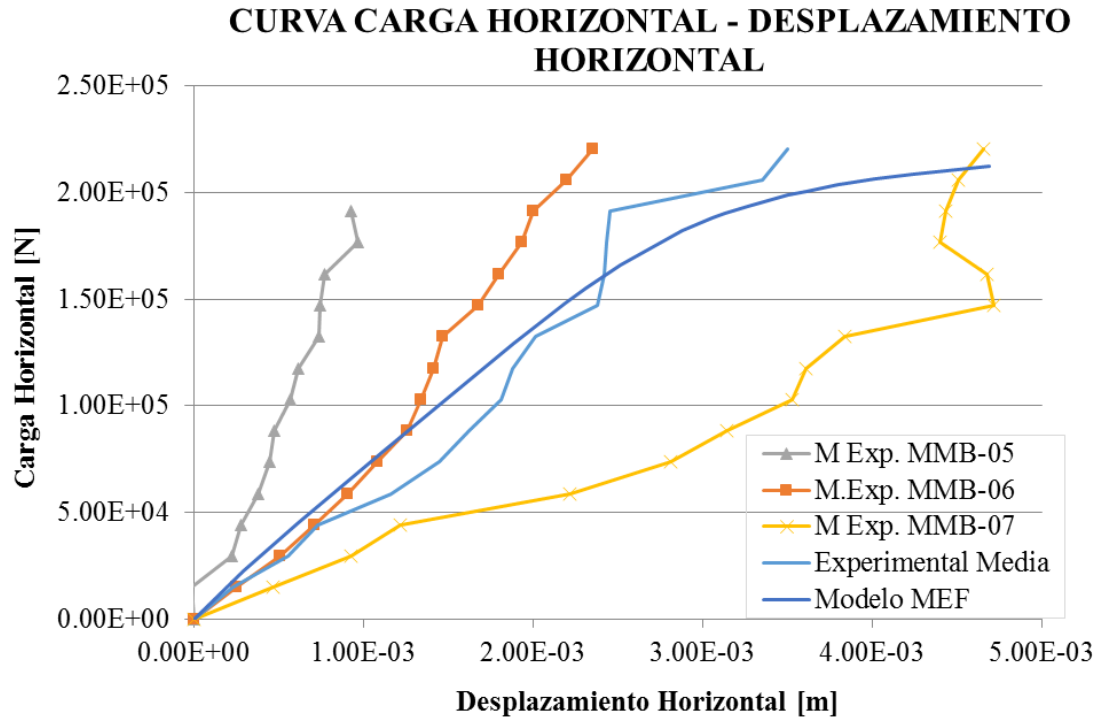


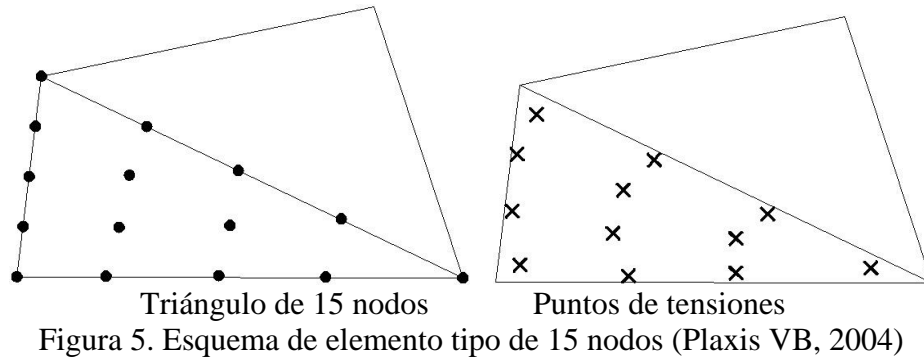
Figura 4. Simulación en cargas horizontales.

4. VALIDACIÓN DE LOS MODELOS

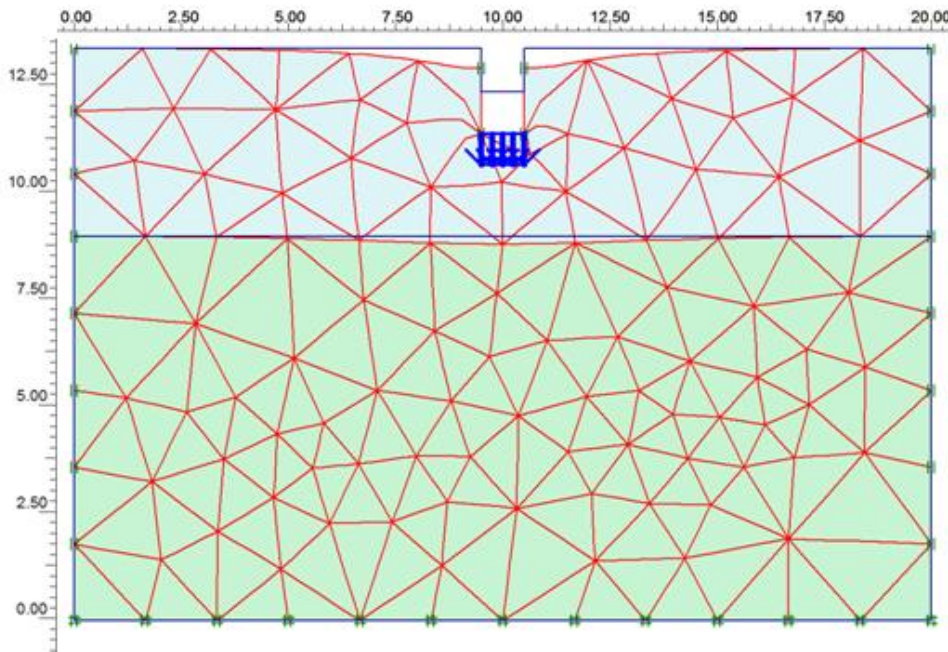
Con los parámetros obtenidos en campo y en laboratorio se modela el comportamiento del suelo y del edificio, mediante el método de los elementos finitos. Se puede apreciar que los gráficos de deformaciones para la acción sísmica máxima indican los sectores más vulnerables del edificio, y que son coincidentes con los sectores dañados previos a la intervención (Simulia, 2011). Sin embargo en esta modelación no todos los problemas de patología encontrados tuvieron explicaciones, las que se lograron entender luego de realizar la puesta en valor, al encontrar situaciones estructurales diferentes en las colindancias del edificio.

4.1. Modelación del suelo

Después de los estudios de suelos, se hace importante juzgar el compromiso que presentan las cimentaciones del sistema original. Para ello se recurrió a una modelación en elementos finitos (Plaxis BV, 2004) para fundaciones rígidas mediante elementos triángulos de 15 nodos, Modelo Mohr Coulomb elasto plástico (Figura 5), para lo cual se indujeron deformaciones predefinidas del orden de los 0,02 m correspondientes al valor de la separación del muro de fachada. El elemento triángulo de 15 nodos proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica implica doce puntos de Gauss (puntos de evaluación de tensiones), con lo que se logra una gran exactitud con el que se ha conseguido resultados de alta calidad en problemas difíciles como por ejemplo en cálculos de hundimiento para suelos incompresibles. Se prefirió la utilización de estos elementos a pesar del consumo relativamente elevado de memoria y a un rendimiento relativamente lento de los cálculos y las operaciones. En la Figura 6 se presenta la discretización de la malla utilizada.

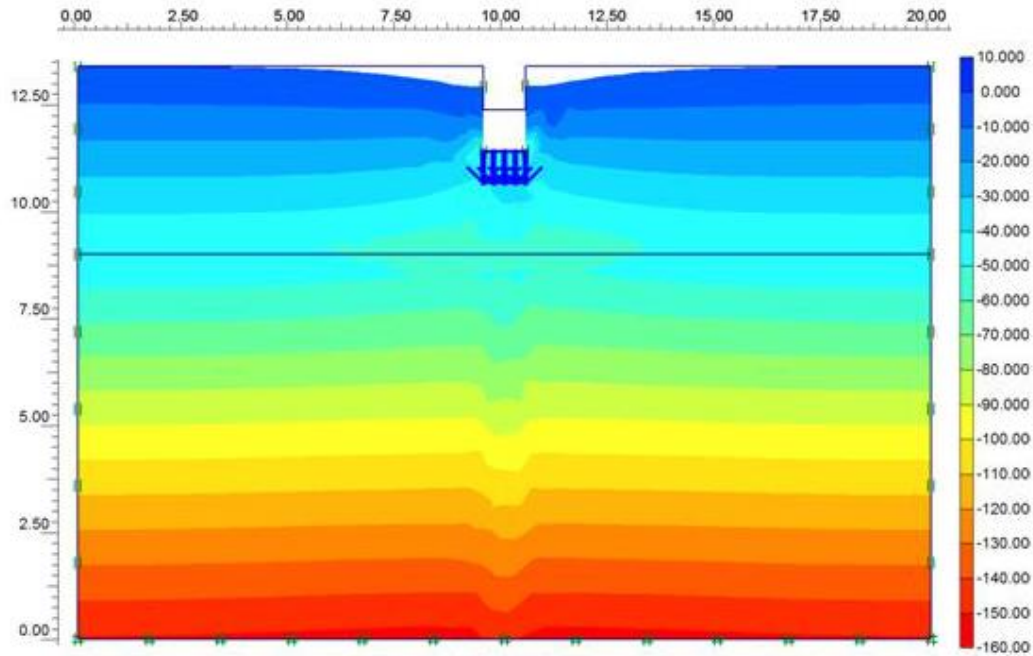


Para obtener la deformación predefinida es necesaria una presión de 47 kN/m^2 (Figura 7), pero el valor real de presión bajo el muro más comprometido está entre 112 a 115 kN/m^2 , por lo tanto al superarse más del doble del valor para alcanzar la deformación se justifica el estado de daño (Figura 8) y se logra entender el porqué de los agrietamientos de los muros. Por lo tanto es necesario realizar una intervención a nivel fundaciones para mejorar el estado tensional del suelo o la distribución de cargas de las fundaciones. Entre los diferentes métodos de intervención que el estado del arte actual ofrece, se pueden citar procedimientos superficiales, profundos o de mejoramiento de las características geotécnicas del entorno. La elección de uno u otro procedimiento está directamente relacionada al conocimiento del arte y a la oportunidad económica que brinda el medio, adoptándose en este caso un refuerzo de fundaciones a un estrato más resistente mediante pilas de fundación (CeReDeTeC, 2010).



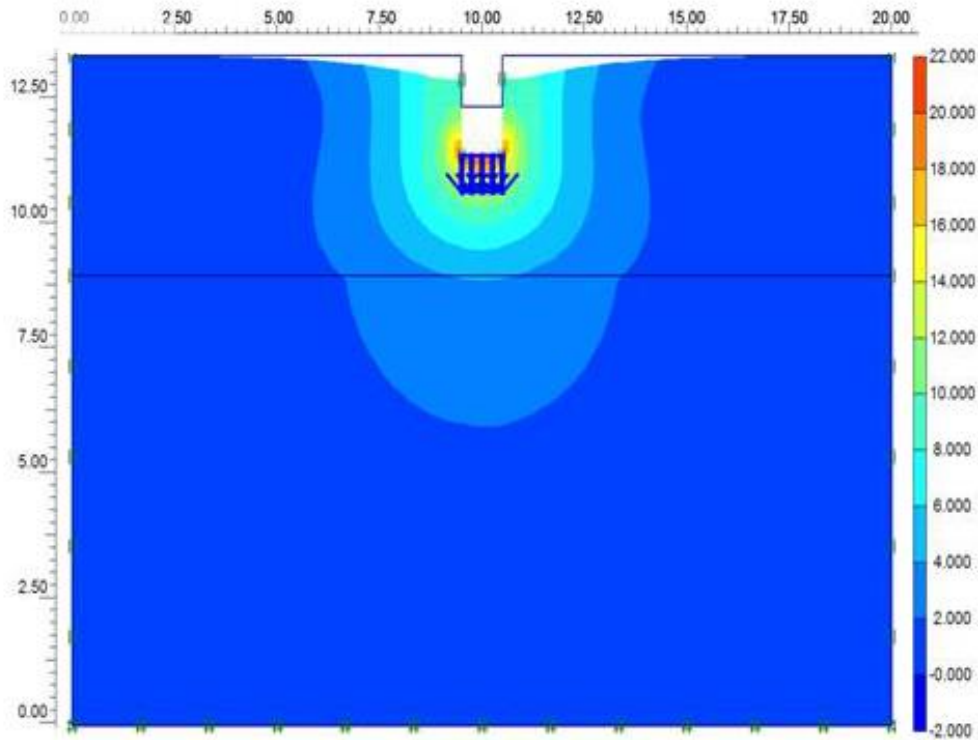
Malla deformada Desplazamiento máximo: $20\text{E}^{-3}\text{m}$
Desplazamiento amplificado 50 veces

Figura 6. Discretización del suelo mediante elementos finitos y malla deformada



Máxima tensión media: 153.89kN/m^2

Figura 7. Estado tensional del suelo obtenido mediante método de elementos finitos (Plaxis BV, 2004)



Desplazamiento máximo: $20\text{E}^{-3}\text{m}$

Figura 8. Desplazamientos totales del suelo obtenidos mediante método de elementos finitos (Plaxis BV, 2004)

4.2. Modelación de la estructura

La verificación estructural del edificio en una primera etapa, formula un modelo de elementos finitos no lineal, utilizando elementos shell, con modelos constitutivos que simulan el comportamiento no lineal de la mampostería a fin de verificar la estructura ante las distintas acciones, considerando ya el daño existente de la estructura (Simulia, 2011), por los distintos descensos de apoyo que la misma ha sufrido.

Para representar la estructura se usaron elementos de placa y de barra, considerándose que éstos simularían adecuadamente los aspectos estructurales de interés en este estudio. Las condiciones de contorno del modelo adoptadas fueron restricciones a los desplazamientos en las 3 direcciones coordenadas en las zonas de contacto con la fundación. Las cargas consideradas fueron las gravitatorias por pesos permanentes, predominantes en este tipo de construcciones, y las cargas sísmicas equivalentes, de acuerdo a lo indicado en la normativa vigente (CCSR, 1987).

En la Figura 9 se presenta el modelo estructural general y el estado de tensiones de la mampostería. En ella se aprecia la concentración de tensiones asociada a los encuentros de muros y a los puntos de aplicación de cargas, puntos que deberán ser reforzados localmente, en tanto que el resto de la mampostería se encuentra sometida a un nivel tensional normal por debajo de las tensiones máximas. En la Figura 10 se puede observar el resultado de la modelación para el daño en arcos y la Figura 11 presenta el desprendimiento de la fachada principal.

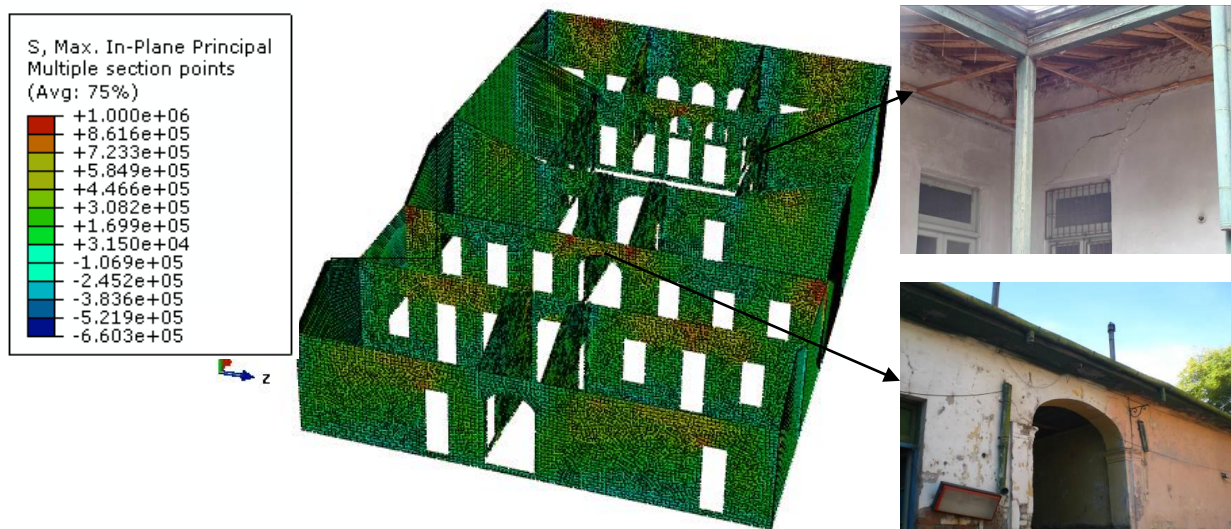


Figura 9. Correspondencia entre modelación de estado tensional y estado de daño del edificio

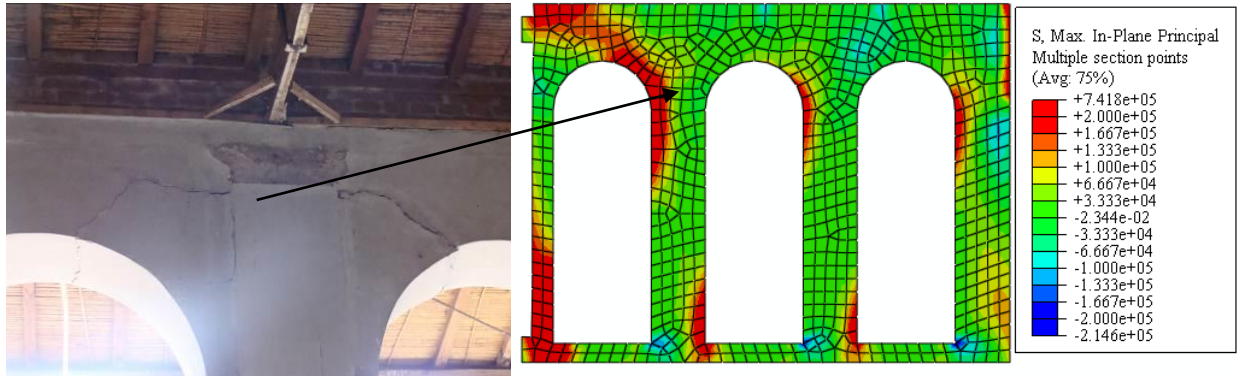


Figura 10. Simulación de daños en arcos de mampostería

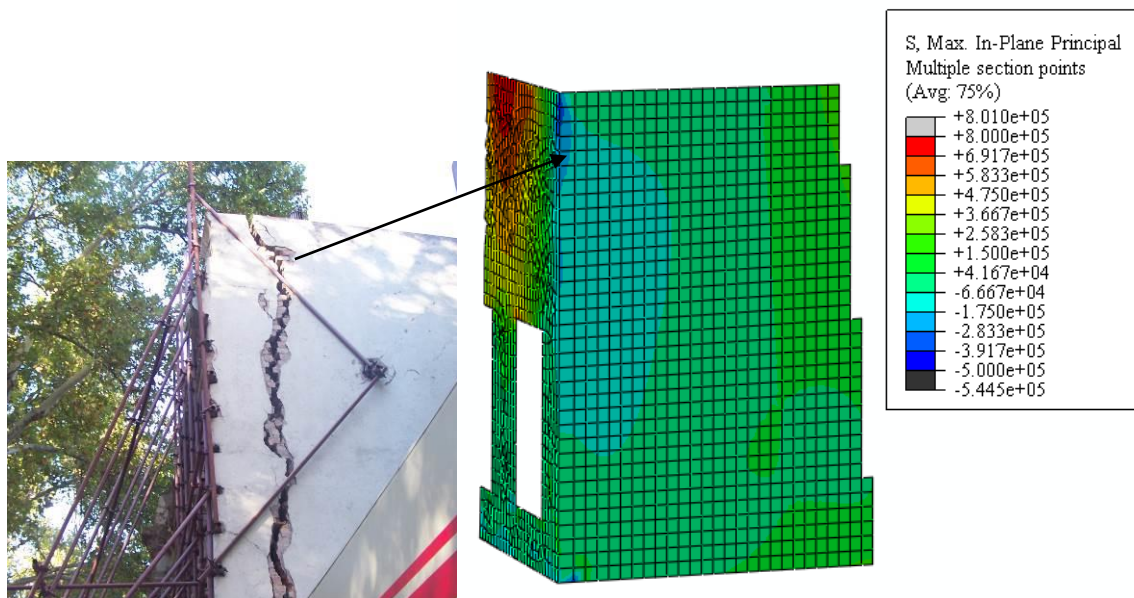


Figura 11. Simulación de daños en fachada por fundación ineficiente

Detectados los daños se propone una estrategia de reparación y refuerzo consistente en:

- Refundar la estructura mediante pilas y vigas portamuros
- Inyección y cosido de fisuras en masa muraria
- Ejecución de un entramado de vinculación mediante perfiles metálicos a nivel de cielorraso
- Estabilización mediante estructuras de apeo metálicas de los tímpanos de mampostería.

Para el diseño y verificación estructural de los refuerzos propuestos se utiliza un software de elementos finitos lineal elástico, que permite el diseño y verificación de la solución propuesta y que permite dimensionar los distintos elementos estructurales (SAP 2000).

A los fines del diseño de los distintos elementos de refuerzo, se considera las siguientes acciones y cargas:

1. DL: Peso propio.
2. SC: Sobrecarga de uso
3. SN: Nieve:
4. EQx: Acción Sísmica en dirección X
5. EQz: Acción Sísmica en dirección Z
6. EQMx: Excentricidad accidental y dinámica sismo en dirección x
7. EQMz: Excentricidad accidental y dinámica sismo en dirección z

Las combinaciones de carga consideradas se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2. Combinación de estados de cargas

C00	CM+SC+SN
C01	CM+0.25SC+0.5SN+EQx
C02	CM+0.25SC+0.5SN+EQx+EQMx
C03	CM+0.25SC+0.5SN+EQx-EQMx
C04	CM+0.25SC+0.5SN-EQx
C05	CM+0.25SC+0.5SN-EQx+EQMx
C06	CM+0.25SC+0.5SN-EQx-EQMx
C07	CM+0.25SC+0.5SN+EQz
C08	CM+0.25SC+0.5SN+EQz+EQMz
C09	CM+0.25SC+0.5SN+EQz-EQMz
C10	CM+0.25SC+0.5SN-EQz
C11	CM+0.25SC+0.5SN-EQz+EQMz
C12	CM+0.25SC+0.5SN-EQz-EQMz

Para la determinación de las acciones se consideró el método estático equivalente, ya que tratándose de una construcción de un solo nivel, la aplicación de métodos dinámicos, no provee información adicional relevante respecto a la verificación de la seguridad estructural frente a las acciones sísmicas.

- Coeficiente zonal: Mendoza $C_o = 0,30$
- Destino: Se considera el uso público de las instalaciones $\gamma_d = 1,4$
- Ductilidad: De acuerdo a lo indicado en CCSR'87, se adopta para estructura sismorresistente de mampostería $\gamma_{du} = 1,3$
- Vinculación: El emparrillado a nivel de cabeza de muros, asegura una vinculación entre todos los planos estructurales, permitiendo que la estructura funcione ante acciones horizontales de un modo monolítico. Se adopta $\gamma_{vi} = 1,0$.
- Suelo: De acuerdo a lo informado en el estudio de suelos, la velocidad de onda del suelo en el sector de cabezas de pilas, es de 194 m/s , por lo tanto se adopta un suelo con un coeficiente $s = 1,2$

Por lo tanto el coeficiente sísmico resulta:

$$C = C_o \cdot \gamma_d \cdot (\gamma_{du} \cdot \gamma_{vi}) \cdot s = 0.6552$$

En la Figura se indica el modelo de elementos finitos elástico lineal utilizado.

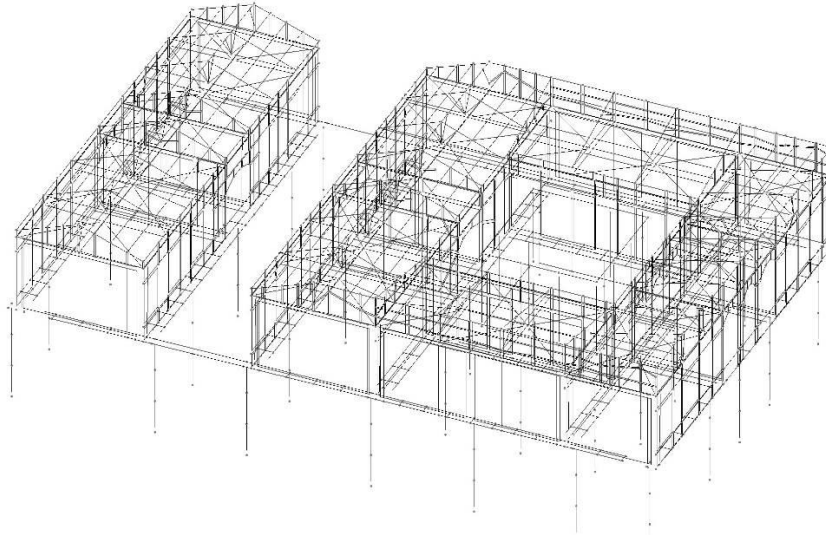


Figura12. Modelo de elementos finitos elástico utilizado

Una vez definidos los refuerzos se procede a modelar en ABAQUS (Simulia,2011) la estructura reforzada, para analizar la eficiencia de los mismos sobre la mampostería patrimonial.

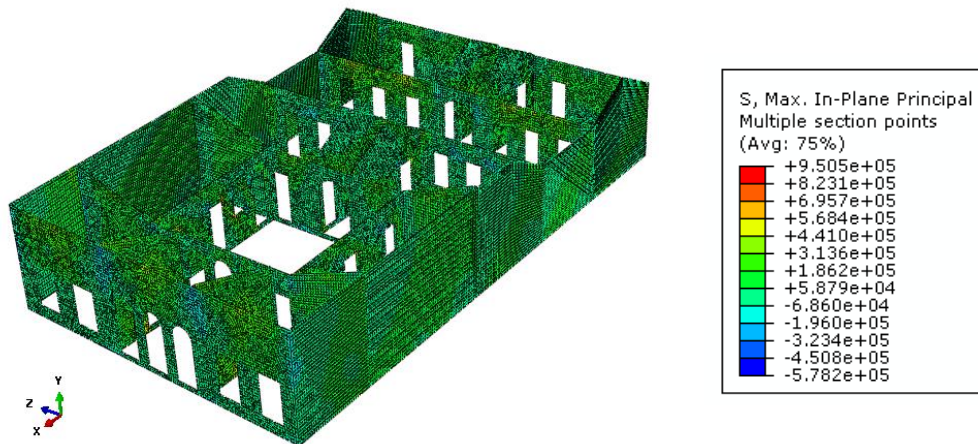


Figura 13. Verificación de la estructura de mampostería una vez reforzada (no se muestran los refuerzos).

Como se observa en Figura el sistema estructural subsistente, en particular la mampostería, mantienen un nivel de tensiones por debajo de su capacidad resistente.

5. EVALUACIÓN DE LA PUESTA EN VALOR

La vulnerabilidad actual de una construcción patrimonial puede cuantificarse en base a una simulación numérica con datos de la identificación de sistemas (I.S.) (Calderón, 2013). En este caso, la rehabilitación estructural se encuentra finalizada. La secuencia de ejecución fue por sectores: primero las fundaciones, luego los muros de mampostería y finalmente el entramado rigidizador. La efectividad de la rehabilitación se evaluó a través de I.S. midiendo el periodo del edificio antes, durante y después del refuerzo. Se utilizó el método de detección de picos (Palazzo, 2002). La Figura 14 presenta la Densidad Espectral de Potencia (PSD), se observa cómo el periodo del muro analizado disminuyó respecto al estado original, un 85% (debido a la reparación de fundaciones y muros) y un 69 % una vez realizado el emparrillado metálico. En la Figura 15 se presentan los resultados obtenidos en otros muros del edificio y pueden notarse resultados similares.

Si bien el funcionamiento estructural es distinto ya que en la estructura original el diafragma es considerado flexible y en la estructura reforzada (con entramado rigidizador) es considerado rígido para la distribución de la acción sísmica, el nivel de aceleración registrado es menor a 0,01 g, lo que hace que la estructura original tenga un comportamiento más parecido a un diafragma rígido, por esta razón es posible evaluar el periodo en cada etapa del refuerzo. Además la medición final del periodo sirve como parámetro de monitoreo pasivo.

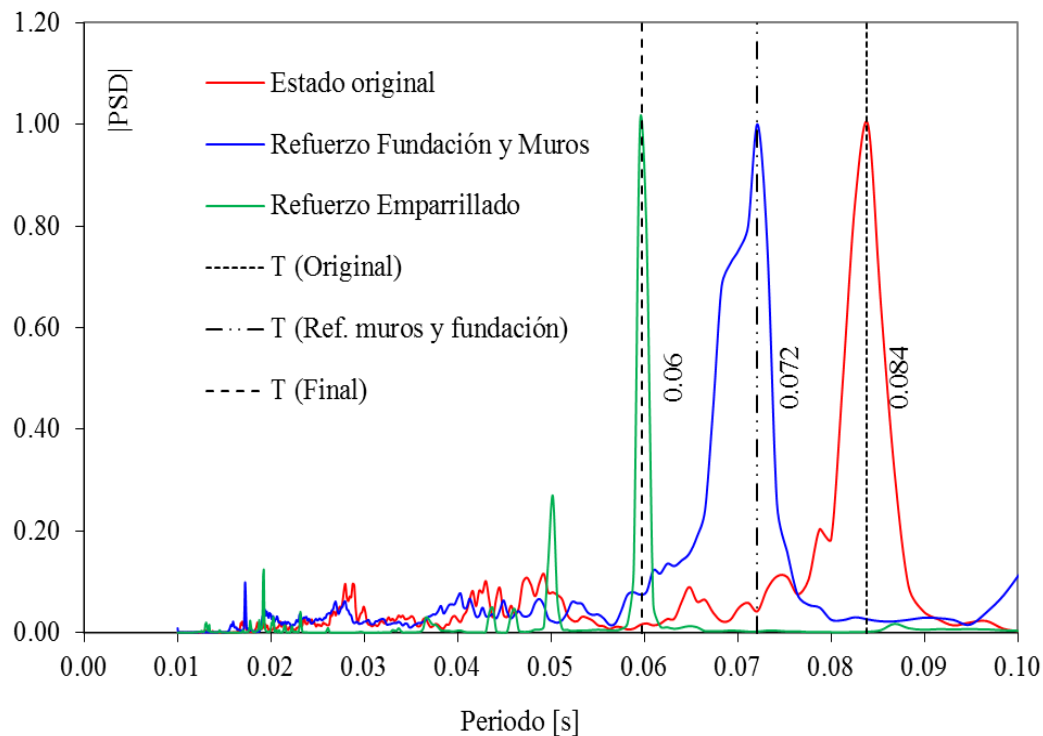


Figura 14. |PSD| muro analizado. Estado original, intermedio y final

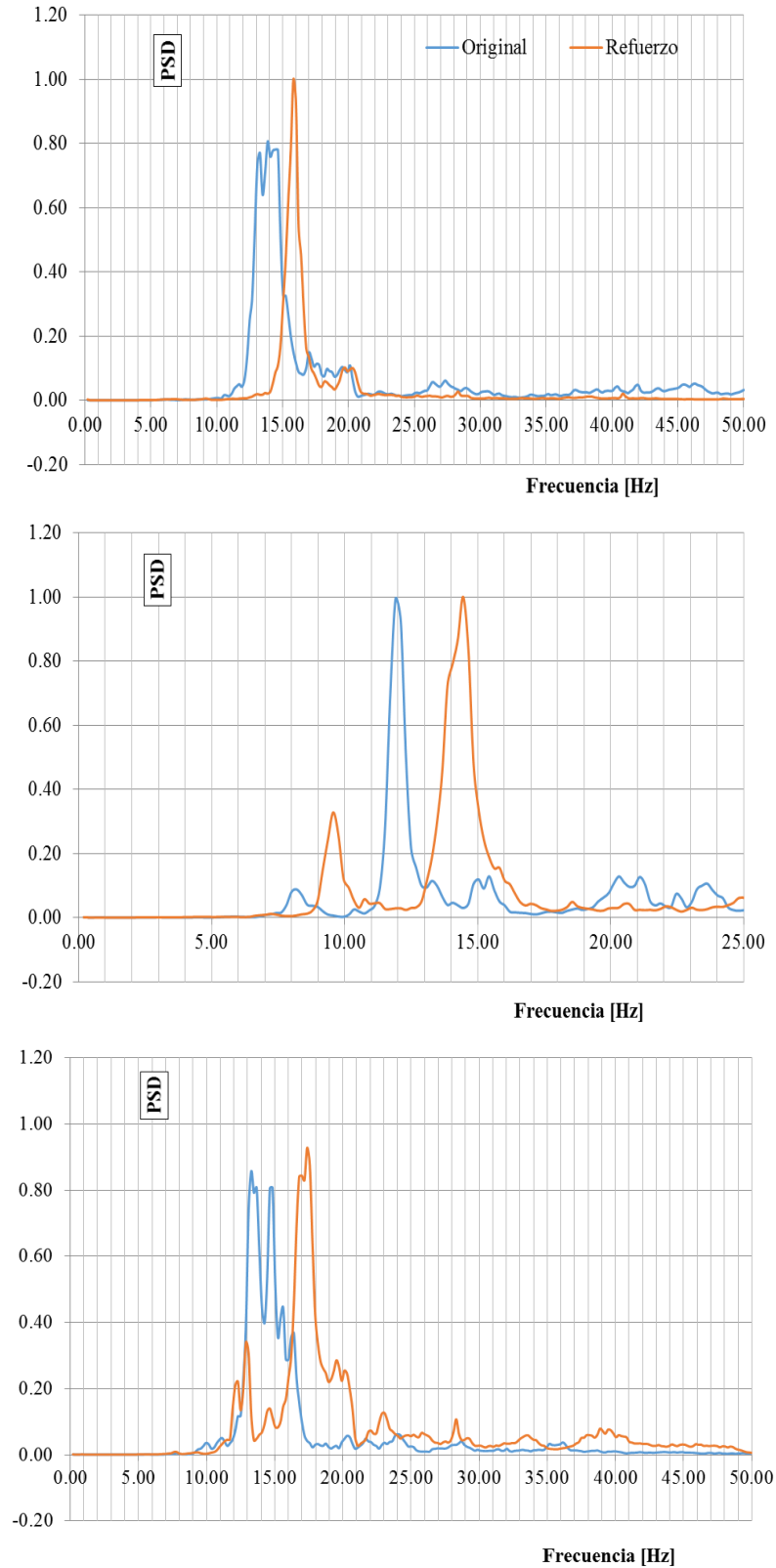


Figura 15. |PSD| muros Norte. Estado original y refuerzo fundaciones y muros.

6. CONCLUSIONES

Un análisis de los probables daños en función de la antigüedad de la construcción existente señala una cantidad significativa de unidades escolares a dañarse ante un terremoto de la magnitud máxima esperada ($M=7,5$), ya que fueron construidas con reglamentos que hoy se reconocen como obsoletos, a lo que se suma el envejecimiento propio de los materiales de construcción, con poco o nulo mantenimiento. Por lo tanto, la antigüedad de la construcción como la distribución de la infraestructura de servicios orientan sobre la probabilidad de daños y la valoración de los costos de reposición. Esta información es fundamental para el manejo de riesgo por parte de las autoridades (Doña et al, 2010).

La modelación mediante MEF aplicando modelos constitutivos no lineales, provee una herramienta eficaz para la simulación y verificación de construcciones patrimoniales históricas de mampostería, por lo que resulta necesario la investigación tendiente a la formulación de modelos constitutivos eficientes para mampostería de gran espesor.

La modelación mediante MEF aplicando el modelo constitutivo no lineal de quince nodos Mohr Coulomb para el suelo ha permitido modelar adecuadamente el estado tensional y de deformación, si bien requiere un tiempo de procesamiento mayor.

El monitoreo a través de medición de la vibración ambiental ha resultado una herramienta útil para evaluar el nivel de recuperación de la construcción, permitiendo en el futuro evaluar el estado de conservación del mismo. La calibración de modelos es posible a partir de la identificación de frecuencia como en el caso estudiado. Mejores modelos son posibles si se puede determinar las formas modales experimentalmente y obtener parámetros como MAC y COMAC (Allemang y Brown, 1983) que dan una idea de la congruencia entre las formas modales identificadas experimentalmente y las obtenidas en el modelo.

7. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es parte del Proyecto PICTO RS 255 de la Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Mendoza, Agencia Nacional para la Promoción Científica y Tecnológica FONCYT, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas y Gobierno de Mendoza. Los autores desean agradecer al personal técnico de la UTN y a los profesionales de la Dirección de Patrimonio Cultural y Museos de la Provincia de Mendoza, que han colaborado en el desarrollo del trabajo.

8. REFERENCIAS

ACI 440.7R-10 (2010). "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures*". American Concrete Institute Committee 440.

Allemang, R.J.; Brown, D.L. (1983). "*Correlation coefficient for modal vector analysis*". Proc. 1st Int. Modal Analysis Conference (IMAC-I), pp. 110-116.

Calderón F.A. (2013). "*Evaluación de la vulnerabilidad y el refuerzo estructural de edificios patrimoniales en zonas sísmicas, a través de la identificación de sistemas*". Séptimo Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería EnIDI 2013, Los Reyunos, San Rafael. Mendoza, Argentina. pp.807-8.

CeReDeTeC (2010). "*Informe Técnico Escuela Mitre 15/2010*", p.105.

- Doña, W. J.; Macaluzzo, G.; Silva, C. G.; Leiva, E. L.(2010). "*Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de Mendoza mediante un software específico*". Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Mendoza Departamento Ingeniería Civil Proyecto Integrador. p. 213.
- Gobierno de Mendoza. (1987). "*Código de Construcciones Sismorresistentes de la Provincia de Mendoza*". Argentina.
- González del Solar, G., Martín P., Maldonado N. (2013). "*Mampostería Patrimonial: Su Respuesta a Esfuerzo Biaxial*". Séptimo Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería EnIDI 2013, Los Reyunos, San Rafael. Mendoza, Argentina. pp. 168-182.
- Grementieri F., Shmidt C. (2010). *Arquitectura, educación y patrimonio. Argentina 1600-1975*. Pamplatina, Buenos Aires.
- Gómez Voltán, J., (2007). "*Informe 2º Etapa: Diagnóstico y Pronóstico. Ex Escuela Bartolomé Mitre*". AHTER – INCIHUSA – CONICET. p.54.
- INPRES (1986). "*Gran Mendoza, el núcleo urbano expuesto al mayor nivel de riesgo sísmico en la República Argentina*". Publicación Técnica N° 10. Setiembre de 1986. Instituto de Prevención Sísmica.
- INPRES (1989). "*Microzonificación sísmica del Gran Mendoza*". Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
- INPRES-CIRSOC 103. (2013) "*Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes Tomo I.*". Instituto Nacional de Prevención Sísmica - Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles.
- INPRES-CIRSOC 103. (1983) "*Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes.Tomo III. Construcciones de Mampostería.*" Instituto Nacional de Prevención Sísmica - Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles.
- Maldonado N.G., Martín P.E., Maldonado I.A. (2011). "*Seismic Mitigation of a Historic Masonry Building*". The Open Construction and Building Technology Journal, 5 (Suppl. I-M3), pp. 61-70.
- Maldonado, N.; Martín, P.; Maldonado, I.; Pagano, D. (2013). "*Evaluación postsísmica de la seguridad estructural de construcciones patrimoniales*". Memorias XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia. Octubre de 2013. pp. P 751 - 760
- Palazzo, G.L. (2002). Tesis de maestría. "*Identificación del daño estructural a través del cambio en las propiedades dinámicas*". Universidad Nacional de Tucumán.
- PLAXIS VB. V.7.2. 2004.
- SAP 2000 (2000). "*User manual*" Computers and Structures, Inc.
- Simulia. "*Abaqus Analysis User's Manual, 6.11*". Dassault Systèmes Simulia Corp, 2011.



Proposta de consolidação estrutural da Igreja de Nossa Senhora do Monte do Recôncavo

M. Oliveira¹, R. Muñoz², A. Magalhães²

¹ NTPR – Núcleo de Tecnologia da Preservação e da Restauração, Escola Politécnica/Faculdade de Arquitetura, Universidade Federal da Bahia, Salvador de Bahía, Brasil.

² NTPR, Escola Politécnica/Faculdade de Arquitetura, Universidade Federal da Bahia, Salvador de Bahía, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4.i3.72>

Artículo recibido el 28 de mayo de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 05 de agosto de 2014.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el egundo número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2015.

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 3, Septiembre - Diciembre 2014, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2014.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMO

A Igreja de Nossa Senhora do Monte, construída na Bahia, Brasil, provavelmente no início do século XVIII, está localizada em São Francisco do Conde, no Recôncavo Baiano. Atualmente, o edifício encontra-se em estado geral de eversão, principalmente em relação à cobertura e ao desaprumo de paredes. Este trabalho tem como objetivo propor medidas de intervenção patrimonial para estabilização dos referidos elementos construtivos, considerando a manutenção da mesma lógica estrutural existente. Como resultados, serão apresentados: detalhe de reforço do sistema estático das tesouras de linha baixa da nave principal; sumário do projeto de substituição dos atuais barrotes de madeira por vigas metálicas; e detalhe do atirantamento da abóbada do fundo da capela-mor. Ressalta-se a importância deste trabalho de estabilização como metodologia a ser adotada em outras edificações históricas, uma vez que contempla intervenções não destrutivas, relevantes para sítios que contam com patrimônios de significativo valor histórico e cultural.

Palavras chave: consolidação; patrimônio; estrutura; reforço.

ABSTRACT

The Church of Nossa Senhora do Monte, built in Bahia, Brazil, probably in the eighteenth century, is located in São Francisco do Conde, in the Recôncavo. Currently the building is in a deplorable state of degradation, especially in terms of the roof and stability of the walls. This work proposes intervention measures to stabilize the said structural elements while taking into consideration and respecting the existing structural logic. The following results will be presented: detail of the reinforcement of the wood roof structure of the nave; summary of the project for the replacement of existing wood beams by metal ones; and finally the proposal to repair the vault after the presbytery. This paper emphasizes the importance of this stabilization work as a methodology to be adopted in other historic buildings, since it suggests non-destructive interventions, relevant to sites that have assets of significant historical and cultural value.

Keywords: consolidation; heritage; structure; strengthening.

Autor de contato: M. Oliveira (mmo1936@gmail.com)

1. INTRODUÇÃO

A Igreja de Nossa Senhora do Monte do Recôncavo, situada no município baiano de São Francisco do Conde, é considerada importante patrimônio cultural, pois carrega, além dos seus valores arquitetônicos e paisagísticos, grande carga de devoção, já mencionada no tratado quinhentista de Gabriel Soares de Sousa (Sousa, 1989), cronista português que viveu na Bahia no século XVI.

Um dos primeiros autores a destacar a importância da Igreja de Nossa Senhora do Monte do Recôncavo foi o professor Fernando Luiz da Fonseca, da Faculdade de Arquitetura da Universidade Federal da Bahia, no seu trabalho intitulado *Primórdios da Arquitetura Religiosa no Recôncavo Baiano* e publicado no início dos anos 60, onde apresenta o primeiro cadastro da edificação (Fonseca, 1960), seguido por Germain Bazin, no seu conhecido tratado sobre a arquitetura religiosa barroca no Brasil (Bazin, 1985), e por Pedro Tomás Pedreira (Pedreira, 1976), entre outros.

Ao apreciar o seu valor histórico e artístico, o Inventário de Proteção do Acervo Cultural considera o templo como “edifício de grandes dimensões e de relevante interesse arquitetônico”, informando também que “do seu adro se descortina a mais ampla e mais bela paisagem da baía com suas ilhas e Recôncavo” (IPAC-BA, 1978, p. 187), conforme visto na Figura 1.



Figura 1. Vista da Baía de Todos os Santos, a partir do adro a Igreja de Nossa Senhora do Monte do Recôncavo.

A construção do monumento atual data, provavelmente, do século XVIII, seguindo modelos de igrejas matrizes do século XVII, como as de Santo Amaro de Ipitanga e Maragogipe, na Bahia. Trata-se de igreja do tipo salão, com nave única, ladeada por corredores, e galeria aberta para o exterior, à semelhança de muitas igrejas paroquiais da Bahia. A capela-mor acha-se cercada por sacristias, dotadas de tribunas superiores com balcões (Figura 2).

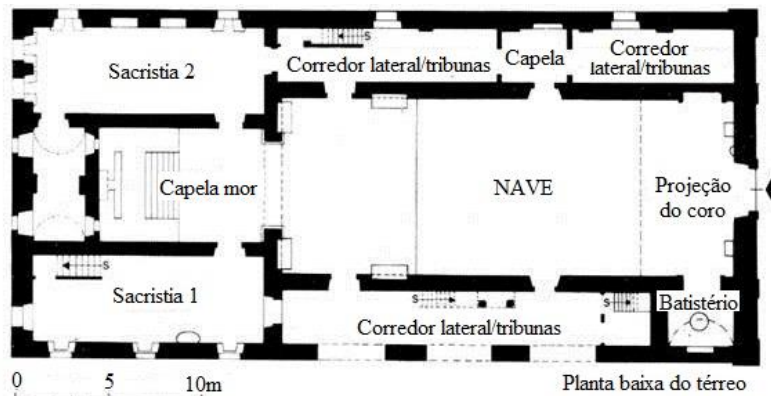


Figura 2. Levantamento planimétrico expedito do pavimento térreo da Igreja do Monte do Recôncavo, com indicação de espaços hoje desaparecidos, baseado no cadastro do Professor Fernando Fonseca. Fonte: IPAC-BA, 1978, p. 187.

A Igreja, aparentemente, nunca chegou a ser concluída, pois lhe faltam as torres e grande parte da modenatura da fachada (Figura 3), mas sugere ter tido um traço de concepção refinada, pela qualidade de alguns detalhes que chegaram a ser executados na portada e em cercaduras de cantaria no interior do edifício (Figura 4).



Figura 3. Fachada principal e lateral esquerda da Igreja.



Figura 4. Cercadura de cantaria no interior da nave.

Apesar de tão enaltecida em vários textos, a Igreja vem passando por processos que comprometem sua integridade física. No início do século XX, apresentava deterioração estrutural, estado que foi agravado devido ao abalo sísmico que atingiu a região em 1919. O processo de degradação intensificou-se em meados desse século e culminou, em 1970, com o desabamento do telhado da nave (IPAC-BA, 1978). Os escassos recursos da comunidade e das entidades governamentais responsáveis pela conservação de monumentos não foram suficientes para deter o arruinamento do referido templo católico, que avança a passos largos e, atualmente, encontra-se em estado geral de degradação, ameaçando ruína irreversível (Figura 5).



Figura 5. Interior da sacristia 2 e cômodo superior.

Diante desse contexto, este trabalho tem como objetivo propor medidas para estabilização estrutural da cobertura da nave e dos assoalhos do pavimento superior às sacristias e das tribunas, bem como para redução do desaprumo das paredes externas laterais e do fundo da Igreja, principais elementos construtivos em situação de instabilidade. Para atingir este propósito, foram realizadas as seguintes etapas: levantamento cadastral da edificação, diagnóstico das patologias estruturais existentes, cálculo dos esforços solicitantes, verificação das tensões e, por fim, elaboração de projetos de estabilização.

Como resultados, no decorrer do texto, serão apresentadas propostas para: a) reforçar o sistema estático das tesouras da nave principal; b) criar um sistema de sustentação do assoalho do pavimento superior às sacristias e das tribunas, através do qual se poderá também alinhar e travar

as paredes em rotação; e c) contraventar os empuxos da abóbada do fundo da capela-mor, que exhibe sinais de fissuras.

Destaca-se a importância deste trabalho de consolidação estrutural como metodologia a ser aplicada em edificações históricas, uma vez que se busca a manutenção dos materiais ou dos sistemas construtivos existentes, sem intervenções destrutivas ou visualmente agressivas, o que tem significativa relevância quando se trata de patrimônios de valor histórico, artístico e cultural.

2. PROPOSTAS DE CONSOLIDAÇÃO ESTRUTURAL

Intervir sobre um antigo fabricado é tarefa que amiúde ocasiona profundas angústias, como enfatizava o esclarecido Camilo Boito (Boito, 1989), na alvorada da moderna cultura do restauro. A tarefa aqui proposta, no entanto, procurou trilhar o caminho da busca do mal menor, para o velho edifício, transformando-o em um bem, conforme a sabedoria aristotélica. Sabe-se que o lançar mão de materiais e técnicas modernas para salvar os monumentos é princípio reconhecido e acatado pelos que entendem de restauro. Era já apregoado, desde o século XIX, pelo mestre Viollet-le-Duc (2006), e integrante dos procedimentos aceitos por grande parte das cartas patrimoniais, a partir daquela conhecida como Carta de Atenas do Restauro de 1931 (Cury,2000). Neste sentido, basta citar a notória Carta de Veneza de 1964, no seu 10º Artigo, que preconiza: Quando as técnicas tradicionais se revelarem inadequadas, a consolidação do monumento pode ser assegurada com o emprego de todas as técnicas modernas de conservação e construção, cuja eficácia tenha sido demonstrada por dados científicos e comprovada pela experiência (Cury, 2000, p. 33).

Diferentemente do que alguns imaginam, acredita-se que esta intervenção deve ser pautada pela sobriedade, discrição e elegância, com coerência estática e estética, procurando, na medida do possível, conservar a lógica da estrutura primitiva, um testemunho da memória da ciência das construções do passado. Esta deve ser sempre a meta conceitual a alcançar, quando se está diante da salvação de um velho edifício injuriado pelos anos, pelas vicissitudes da sua história e, na maioria das vezes, pelo cruel descaso.

2.1 Consolidação da cobertura da nave

A nave possui sistema de tesouras de linha baixa e alta (Figura 6), que, embora seja teoricamente rígido na periferia, tem o inconveniente de ter duas cargas concentradas, oriundas das terças, sobre as pernas da tesoura, provocando flexão, esforço que se manifesta, também, na linha baixa ou tirante, principalmente pela ação do peso próprio da peça em um vão de, aproximadamente, 10 metros. Este trabalho propõe resolver o problema da deformação das peças inferiores das tesouras, sem necessidade de desmonte, sem modificar o seu sistema estrutural, mas reforçando-as com tirantes de presença discreta.



Figura 6. Tesoura de linha baixa e alta da nave.

Para a estabilização da cobertura da nave, foram realizados, previamente, o cadastro das tesouras, representado, aqui no texto, pelo seu esquema estrutural com o carregamento (Figura 7); e a identificação de características necessárias ao cálculo proposto. Posteriormente, foram calculados os esforços normais, cortantes e de flexão, com o auxílio do software FTOOL, e a flecha ou deformação da linha inferior da tesoura, que teve como valor 2,8 cm, considerando essa peça como um elemento estrutural biapoiado, com carga igual ao seu peso próprio.

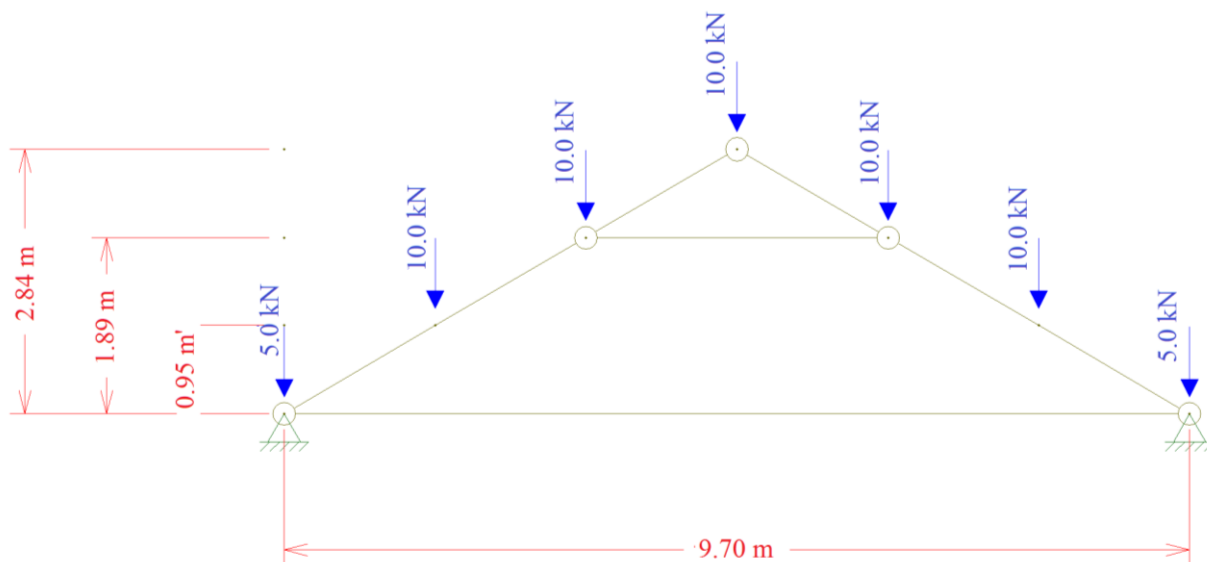


Figura 7. Esquema estrutural e carregamento da tesoura de linha baixa e alta da nave.

Feitas as verificações dos esforços, observou-se que o valor da flecha do banzo inferior da treliça (2,8 cm) foi superior à deformação admissível de 2,5 cm, e, por esta razão, optou-se por colocar um tirante metálico vertical, no meio da tesoura, para diminuir a deformação da barra inferior (banzo).

Para o cálculo do esforço normal do tirante, foram estabelecidos dois esquemas estruturais. O primeiro, considerando o comportamento do tirante como pendural da tesoura; e o segundo, ponderando o banzo inferior da tesoura como uma viga submetida ao peso próprio e com três apoios, sendo o tirante o apoio intermediário. Neste último caso, a reação do apoio do meio foi considerada como carga do tirante. Com o auxílio do software FTOOL, foi determinado o esforço do tirante para a situação mais desfavorável, que resultou em 2 kN.

O diâmetro do tirante foi dimensionado pelo método das tensões, a partir de duas considerações: i) valor do esforço de 1 kN, já que serão utilizados dois tirantes, um de cada lado da tesoura, e cada um receberá a metade da carga; e ii) utilização de aço tipo CA 25, pela possibilidade de abrir rosca e permitir a realização de ajustes no local.

Levando em consideração os aspectos de dimensionamento e as verificações necessárias de uma peça metálica submetida à tração, foram adotados dois vergalhões de 12,5 mm, um de cada lado da tesoura, chapas metálicas de fixação, em aço MR 250, e parafusos comuns, como mostrado na Figura 8. Cabe ressaltar que os tirantes de 12,5 mm conseguem resistir a uma carga de 10 kN, situação hipotética em que toda a carga do nó superior será absorvida pelo tirante.

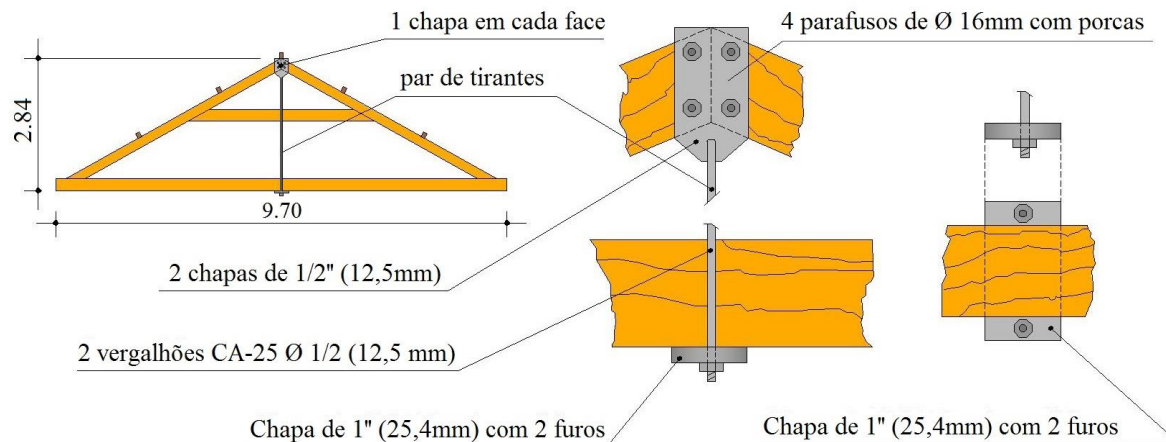


Figura 8. Reforço das tesouras de linha baixa e alta da nave.

O comportamento estático das tesouras foi melhorado ao se colocar dois tirantes laterais, que farão o papel de pendural, suportando a linha baixa na sua parte intermediária. Esse procedimento pode ser aplicado em intervenções patrimoniais, com grande propriedade, sem significativo ônus para a obra e sem necessidade de desmontar a tesoura.

2.2 Estabilização dos assoalhos

A estabilização dos assoalhos do pavimento superior às sacristias e das tribunas será realizada através da utilização de vigas do tipo box, formadas por dois perfis U 6" x 12,2kg/m, em aço MR 250, soldados um ao outro, resultando em perfil retangular, com formato similar ao de um barrote. Neste sistema, também são propostas pequenas aletas de perfil tipo L, soldadas, para fixação de uma peça de madeira que servirá, eventualmente, para a pregação do tabuado (Figura 9). Cantoneiras, também em L, serão utilizadas para reforçar a soldagem da viga em chapas, fabricadas em aço MR 250, fixadas na parede com chumbadores de 16 mm, em aço CA 25. Este tipo de aço permite a abertura de rosca para a melhor fixação ou ajustamento das placas de ancoragem, fazendo com que a viga funcione também como tirante.

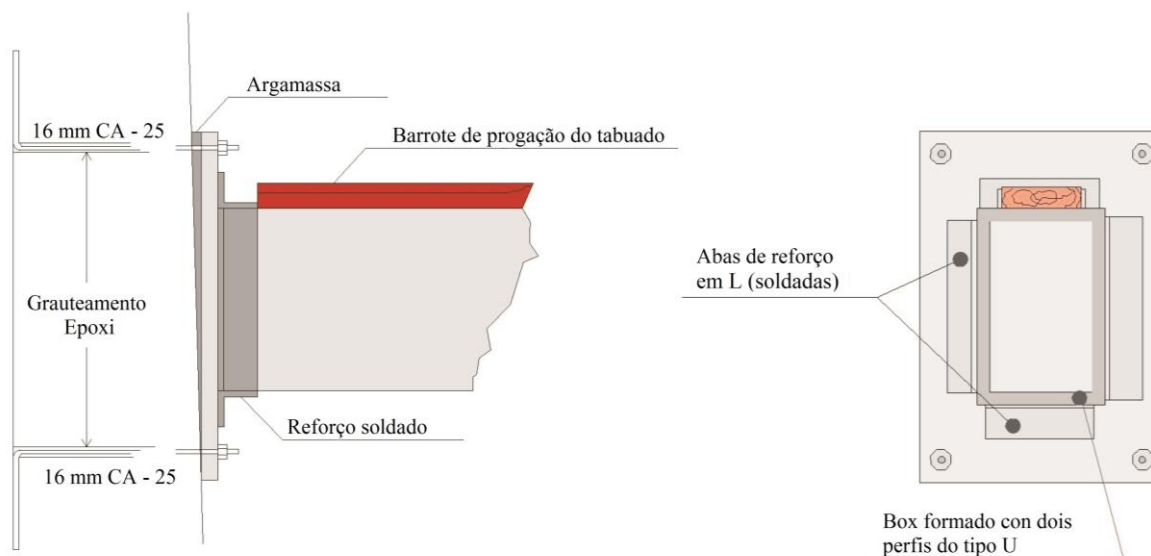


Figura 9. Sistema proposto para estabilização dos assoalhos.

Com o objetivo de reduzir a rotação do muro, será dado um aperto com chave dinamométrica. A força calculada para as paredes sofrerem reaprumo total ou parcial foi de 14,80 kN. Dividindo-se esta carga por quatro, totaliza 3,7 kN para cada parafuso. Em laboratório, com o auxílio de uma célula de carga, será calculado o torque de chave, necessário para produzir a tração necessária para o tipo de parafuso escolhido.

2.3 Contraventamento dos empuxos da abóbada do fundo da capela-mor

A ligação entre os cômodos que estão acima das duas sacristias é feita através de um corredor apoiado em uma abóbada de arco abatido, que atualmente apresenta-se com trincas e fissuras (Figura 10), patologias que indiciam a ocorrência de rotação da parede do fundo da Igreja. Para a estabilização dessa alvenaria, foi proposta a colocação de tirantes metálicos, fixados com a utilização de esbarros.



Figura 10. Fissura na abóbada.

Para o dimensionamento do tirante, foi calculado o empuxo das paredes através da grafostática (Oliveira, 2006), método gráfico proposto por Mery, que permite o cálculo dos esforços verticais e horizontais atuantes nas paredes de apoio dos arcos.

A partir do resultado do empuxo horizontal de 10 kN, foi dimensionado o tirante em aço inox classe 70. De acordo com os cálculos, obteve-se o diâmetro da seção transversal de 8 mm, entretanto, em função da perda do material pela execução do rosqueamento, a bitola adotada foi de 10 mm. Em seguida, foi feita a verificação da solicitação de trabalho em relação à força admissível do tirante, para um esbarro quadrado de 20 cm de lado, segundo metodologia apresentada por Oliveira (2006).

A proposta de contraventamento da parede de fundo da Igreja contempla, assim, esbarros quadrados, de 20 cm de lado (Figura 11), e tirantes metálicos de 10 mm, em aço inox, espaçados a cada 2,20 m, de eixo a eixo. Este espaçamento foi obtido a partir da consideração do espraiamento das tensões a 45° (Figura 12). Os esbarros serão colocados 10 cm abaixo da imposta, conforme ilustrado na Figura 13.

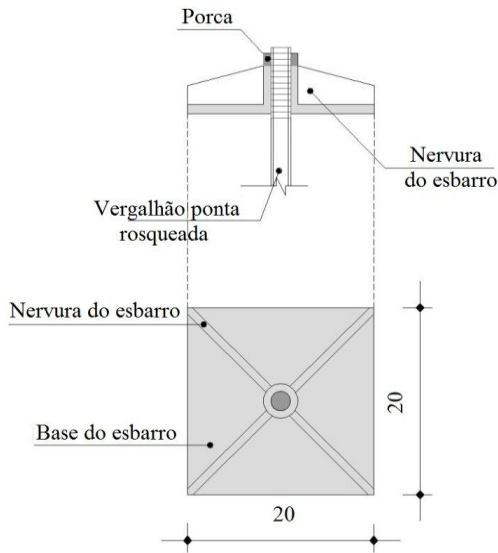


Figura 11. Detalhe do esbarro (dimensões em metros).

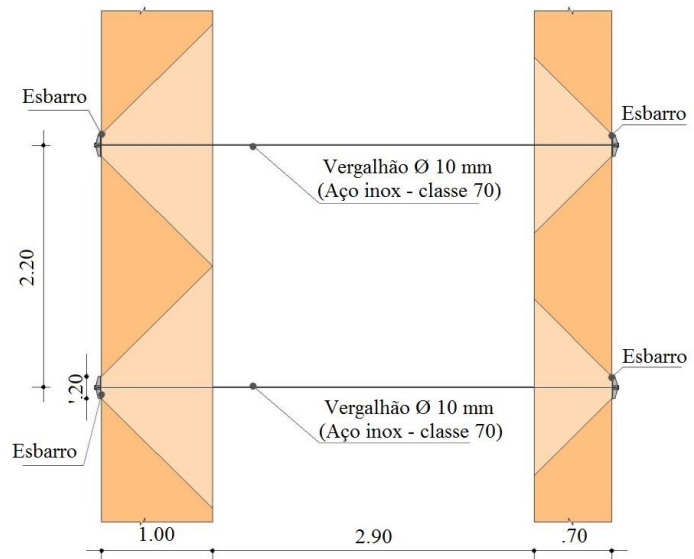


Figura 12. Esquema representativo do espaçamento dos tirantes, em planta (dimensões em metros).

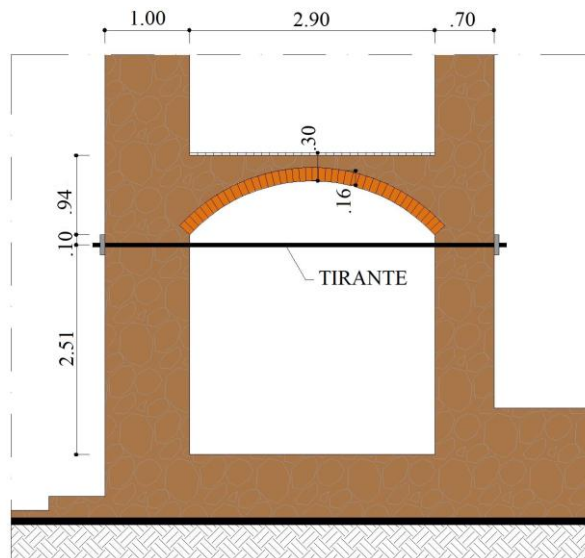


Figura 13. Localização dos esbarros e tirantes em corte.

É sabido que com o passar do tempo o aço do tirante sofrerá fluência. A literatura especializada que vem aplicando essa técnica desde o século XIX não menciona este problema nem sugere soluções. Na prática, faz-se uso de aço de alta resistência com diâmetro superior ao calculado, mas também é possível realizar avaliação por meio de ensaio laboratorial de fluência do aço, com extrapolação dos resultados. O sistema será ajustável por meio de chave de torque até a tração original.

Ressalta-se a importância deste trabalho de estabilização como metodologia a ser adotada em outras edificações históricas, uma vez que, particularmente nas coberturas, preservam-se os materiais e os sistemas estruturais existentes, sem significativo ônus e sem necessidade de desmonte; e nos assoalhos, repete-se o sistema estrutural primitivo, sua geometria e ritmo, embora com materiais modernos.

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Igreja do Monte, exemplar da arquitetura baiana do século XVIII, vem passando por um processo intensivo de degradação, com perda das suas funções. O presente trabalho expõe propostas para a consolidação dos elementos estruturais de maior instabilidade: as tesouras da cobertura da nave principal, os assoalhos e a abóbada do fundo. Assim, foram dimensionados tirantes metálicos para diminuir o vão da barra inferior das tesouras da nave que apresentavam grande flecha, foram propostas vigas metálicas para substituir os barrotes existentes de madeira e estabelecidos tirantes metálicos fixados nas alvenarias para contraventar as paredes.

Tem-se que, além da consolidação estrutural, outras medidas para minimizar e/ou eliminar as patologias existentes da cobertura deverão ser tomadas o quanto antes, de forma a garantir que a consolidação estrutural seja efetiva. Algumas delas são: a reposição de telhados que desabaram, assegurando-se o grampeamento das telhas com ganchos inoxidáveis; a erradicação de vegetação infestante; a reintegração das partes faltantes do revestimento de argamassa e da execução de beirais, de maneira definitiva; a intervenção no revestimento exterior do edifício para controlar as infiltrações; entre outras.

Por fim, espera-se que as propostas estabelecidas neste trabalho façam parte de uma metodologia de restauro para consolidação estrutural a ser adotada em monumentos com significativo valor histórico, artístico e cultural, uma vez que se procurou preservar os materiais e sistemas estruturais existentes, sem grandes custos e sem a necessidade de desmonte.

4. REFERÊNCIAS

- Bazin, G. (1985), “*A arquitetura religiosa barroca no Brasil*” (Rio de Janeiro, Brasil: Record), p. 178
- Boito, C. (1989), “*Il nuovo e l’antico in architettura*” (Milano, Itália: Jaca Book), p. 272
- Cury, I. (Org.) (2000), “*Cartas patrimoniais*” (Rio de Janeiro, Brasil: IPHAN), p. 383
- Fonseca, F. L. da (1960), “*Primórdios da arquitetura religiosa no Recôncavo Baiano*” (Salvador, Brasil: Editora da Universidade Federal da Bahia), p. 109
- IPAC-BA (1978), “*Inventário de Proteção do Acervo Cultural da Bahia – Monumentos do Município de Salvador – Bahia*” (Salvador, Brasil: Secretaria da Indústria, Comércio e Turismo), v.2, p. 324
- Oliveira, M. M. de (2006), “*Tecnologia da conservação e da restauração – materiais e estruturas: um roteiro de estudos*” (Salvador, Brasil, EDUFBA: ABRACOR), p.243
- Pedreira, P. T. (1976), “*Notícia histórica de São Francisco do Conde*” (São Francisco do Conde, Bahia, Brasil: Estudos Baianos), p. 34
- Sousa, G. S. de (1989), “*Notícia do Brasil*” (Lisboa, Portugal: Publicações Alfa S. A.), p.263
- Viollet-le-Duc, E. E. (2006), “*Restauração*” (Cotia, São Paulo, Brasil: Ateliê Editorial), p. 74