

Revista **ALCONPAT**

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

Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i2>
revistaalconpat@gmail.com

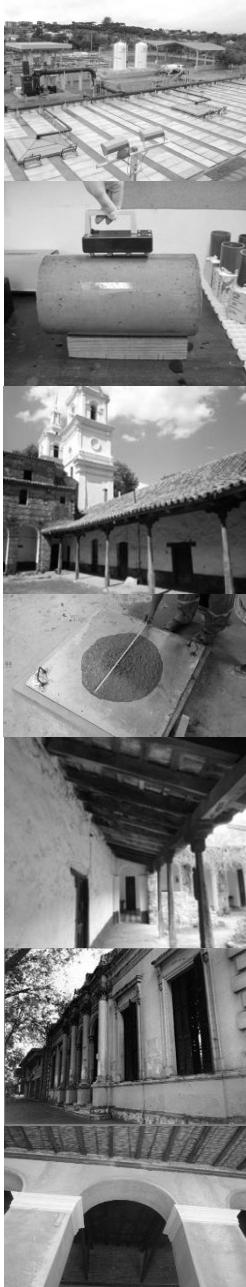


eISSN: 2007-6835

Volumen 4

Mayo – Agosto 2014

Número 2



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

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

- J. Hoppe Filho, B. Rheinheimer, S. S. Khoe, L. V. Artigas, A. F. Sabbag, M. H. F. Medeiros:** Degradação do concreto de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) por ácido sulfúrico biogênico. 84
- C. Andrade, N. Rebolledo, A. Castillo, F. Tavares, R. Pérez, M. Baz:** Evaluación de mezclas de hormigón para el nuevo canal de Panamá mediante la medida de la resistividad y de la resistencia a la difusión de cloruros. 96
- R. A. Medeiros-Junior, M. G. Lima, M. H. F. Medeiros, L. V. Real:** Investigaçãõ da resistênciã à compressãõ e da resistividade elétrica de concretos com diferentes tipos de cimento. 113
- J. L. Gómez, M. del C. Fernández Saiz, L. Papalardo:** Comportamiento de las estructuras de madera construidas en la Estancia Jesuítica de Santa Catalina en el siglo XVII. 129
- L. Cabral, E. Monteiro, P. Helene:** Análise Comparativa do Módulo de Elasticidade calculado segundo diferentes Normas. 140
- N. Maldonado, P. Martín, I. Maldonado, F. Calderón:** Puesta en valor de una escuela patrimonial en zona de alto riesgo sísmico: un caso de estudio. 157

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**

RAV4N2, Mayo - Agosto 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 segundo 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 V4N2, iniciamos con un trabajo procedente de **Brasil**. J. Hoppe Filho y colegas hablan de las plantas de tratamiento de aguas residuales y el ataque ácido (ataque de sulfatos como consecuencia secundaria) que afecta la pasta de cemento formando etringita y/o yeso, causando expansión y fragilidad del material entre otros.

En el segundo trabajo, Carmen Andrade y sus colegas de **España** evalúan la resistividad eléctrica y la difusividad de cloruros en las mezclas de concreto del nuevo "Canal de Panamá". Es muy útil analizar sus resultados en especial por el uso de la información recabada para introducirla en el programa LIFEPRD para predecir vida de servicio.

El tercer artículo Ronaldo Medeiros Junior y colegas de **Brasil** discuten y correlacionan resultados interesantes de resistencia a la compresión y resistividad eléctrica superficial. Encontraron una excelente correlación entre sus resultados y verificaron lo que la literatura ha manifestado para condiciones y materiales similares.

En el cuarto artículo proveniente de **Argentina**, José Luis Gómez y colegas presentan un estudio de tipologías estructurales de madera utilizadas por los jesuitas en las construcciones de la Estancia de Santa Catalina, provincia de Córdoba, donde se destaca la durabilidad de la madera de más de 360 años de antigüedad. Con base en su estudio recomiendan actuaciones para la recuperación de las piezas deterioradas, y el mantenimiento de estas construcciones declaradas Patrimonio Cultural de la Humanidad.

El quinto trabajo de este número lo escriben Larissa Cabral y sus colegas de **Brasil**. Ellos analizan el comportamiento y ajuste del diagrama de dosificación de hormigón con respecto al módulo de elasticidad estático y dinámico del concreto. Además, compara los modelos de pronóstico de módulo de elasticidad estático basado en la resistencia a la compresión y el análisis comparativo de los resultados experimentales con los predichas por algunas normas.

Nuestro sexto artículo viene de **Argentina**, donde Graciela Maldonado y colegas realizan un trabajo muy detallado sobre la inspección y puesta en valor de un edificio educacional monumental conocido como "Escuela Mitre", habilitado en 1906, de mampostería cerámica cocida sin encadenar. Este edificio ha sufrido daños durante su vida en servicio, mayormente debidos a los terremotos Mendoza, Argentina, a los cambios en los materiales y a la falta de mantenimiento.

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.

Agradecemos a nuestros autores de este número su voluntad y esfuerzo para cumplir con la calidad y tiempos establecidos.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Degradação do concreto de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) por ácido sulfúrico biogênico

J. Hoppe Filho¹, B. Rheinheimer², S. S. Khoe², L. V. Artigas², A. F. Sabbag³, M. H. F. Medeiros²

¹Curso de Engenharia Civil, Universidade do Oeste da Bahia (UFOB), Brasil.

²Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná (UFPR), Brasil.

³Companhia de Saneamento do Paraná (Sanepar), Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4.i2.63>

Artículo recibido el 18 de marzo de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 13 de mayo de 2014.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2014.

RESUMO

Em ETEs, o ataque ácido (associado ao ataque por sulfatos como consequência secundária) afeta a pasta de cimento formando etringita e/ou gipsita, provocando expansão, fissuração e friabilidade do material. Este mecanismo de degradação do concreto atinge, também, o C-S-H, reduzindo a capacidade portante e a vida útil da estrutura. O objetivo deste trabalho é apresentar resultados de uma inspeção de uma ETE em funcionamento há aproximadamente 15 anos, onde há visível degradação do concreto por ataque combinado de ácido e sulfato. A análise contempla resultados de amostra coletada em região imediatamente acima do nível do efluente, onde há maior concentração de bactérias, e de testemunho extraído da laje de cobertura do tanque de tratamento. A resistência à compressão do testemunho atende o valor especificado no projeto, apesar de ensaios de microscopia eletrônica de varredura e difração de raios-X identificarem a formação de gipsita e etringita no interior do concreto.

Palavras chaves: ataque ácido; ataque por sulfatos; durabilidade; concreto armado.

ABSTRACT

At sewage treatment plants, acid attack (and sulfate attack as a secondary consequence) degrades the cement paste, forming ettringite and/or gypsum, causing expansion, cracking and brittleness. The degradation mechanism of concrete in sewage treatment plants also affects the calcium silicate hydrate (C-S-H), reducing the mechanical capacity and service life. The aim of this paper is to present results of the inspection of a sewage treatment plant, which has been operating for about 15 years, where there is noticeable degradation of concrete by a combined acid and sulfate attack. The analysis includes results of a sample collected in the region immediately above the effluent, which had the highest concentration of bacteria and a specimen extracted from the treatment tank slab. Compressive strength of the specimen is consistent with the project, although scanning electron microscopy images and X-ray diffraction identified the formation of gypsum and ettringite within the concrete.

Keywords: acid attack; sulphate attack; durability; reinforced concrete.

Autor de contacto: Marcelo H. F. Medeiros (medeiros.ufpr@gmail.com)

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 2, Mayo – Agosto 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 mayo 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

O concreto armado, apesar da versatilidade para a execução de estruturas, pode apresentar desempenho inadequado diante dos fatores ambientais à que está exposto. A sua durabilidade depende da dosagem do concreto e, sobretudo, das características microestruturais da matriz hidratada. As propriedades da pasta de cimento hidratada, juntamente com o tipo de cimento Portland especificado e com a opção pelo uso de adições minerais, interferem diretamente na microestrutura da pasta, podendo propiciar a execução de concretos com a mesma resistência à compressão, porém com distintas durabilidades frente à ação de determinado agente deletério. Assim sendo, o simples incremento na resistência à compressão propicia, de fato, melhorias na durabilidade, entretanto, na maioria das vezes, não a otimiza, tornando o concreto vulnerável à ação de determinados meios agressivos e, consequentemente, reduzindo a vida útil da estrutura.

A exposição do concreto à ação de esgoto sanitário, em uma estação de tratamento de esgoto (ETE) de digestão anaeróbica, configura um ambiente de alta agressividade, já que o microclima formado contém considerável concentração de ácido sulfúrico biogênico (H_2SO_4), responsável pela degradação da estrutura. O escopo deste trabalho é explanar sobre a degradação do concreto utilizado na execução de uma ETE situada na cidade de Curitiba, estado do Paraná, no Brasil, em funcionamento há aproximadamente 15 anos que, apesar de apresentar resistência à compressão satisfatória, não se apresenta íntegra diante do ataque por ácido biogênico. A situação atual da estrutura mostra que a resistência à compressão, quando da inspeção, apresenta valores acima dos admitidos em projeto, porém a microestrutura da matriz hidratada não garante performance adequada diante do meio em que a estrutura está submetida.

Apesar de o tema da elevada agressividade existente em ambientes de ETEs já ser conhecido a muito tempo, pesquisas envolvendo a identificação de detalhes do processo de degradação e os compostos formados são primordiais para dar suporte a meios de intervir na velocidade deste tipo de degradação, seja no caso de novas estruturas a serem projetadas, seja no caso da necessidade de manutenção de obras existentes. São estes os fatos que caracterizam a importância da presente pesquisa, entender melhor o mecanismo de degradação e os produtos formados usando a microscopia eletrônica de varredura (SEM) e a difração de raios-X (XRD) como ferramentas de aprofundamento no tema. Esta pesquisa irá suportar o desdobramento de muitas outras na área de recuperação de estruturas degradadas em ETEs e estudos de práticas de prevenção dos mecanismos de degradação em casos de obras novas.

2. ATAQUE DO CONCRETO EM ETE

O sistema de saneamento básico que atende os municípios é composto, basicamente, por tubulações de coleta, estações elevatórias e de recalque e, por fim, de estações de tratamento de esgoto (ETE's), destinadas a reduzir, à níveis aceitáveis, a matéria orgânica contida no efluente para posterior despejo em manancial hídrico. As ETE's também têm por finalidade retirar qualquer tipo de dejetos e matéria inorgânica introduzida no sistema de tratamento.

O concreto armado, em virtude da sua versatilidade, é amplamente utilizado para a execução da infraestrutura dos sistemas de saneamento básico, porém pode apresentar degradação prematura caso não sejam adotadas especificações técnicas adequadas para mitigar o ataque ácido microbiano.

O esgoto doméstico contém compostos de enxofre que, sob a ação de bactérias redutoras de sulfato (dessulfatação), em meio anaeróbico, produz ácido sulfídrico (H_2S) e anidrido carbônico (CO_2). O ácido sulfídrico, ao desprender-se do efluente na forma de sulfeto de hidrogênio (H_2S), reage parcialmente com o oxigênio do ar atmosférico (abioticamente), formando água (H_2O) e compostos de enxofre ($S_2O_3^{2-}$; $S_4O_6^{2-}$; SO_4^{2-}). A outra parcela do sulfeto de hidrogênio (H_2S) (por ataque ácido),

assim como o anidrido carbônico (CO₂) (por carbonatação), se dissolve na água contida na estrutura porosa do concreto, reduzindo gradativamente o pH da matriz hidratada de forma evolutiva partindo da superfície e avançando gradativamente em profundidade (Monteny *et al.*, 2000; De Muynck *et al.*, 2009; Islander *et al.*, 1991; Pinto e Takagi, 2007).

O pH elevado da solução aquosa dos poros do concreto (12,5 ~ 13,0) restringe a atividade microbiana, a qual requer pH próximo a 9,0 para que haja a colonização de bactérias oxidantes do tipo *Thiobacillus thioparus*, responsáveis pela oxidação dos compostos de enxofre (Islander *et al.*, 1991). Portanto, o ataque ácido e a carbonatação são motivadores iniciais da degradação do concreto por ácido sulfúrico biogênico, já que reduzem o pH da solução aquosa dos poros para que ocorra a colonização de bactérias oxidantes (Mori *et al.*, 1992; Estokova *et al.*, 2012).

As bactérias do tipo *Thiobacillus novellus* e *Thiobacillus neapolitanus* passam a proliferar-se em função da gradual redução da alcalinidade da matriz hidratada até que, ao atingir o pH \approx 3,0, há declínio das bactérias até então colonizadas para que haja a rápida proliferação das bactérias do tipo *Thiobacillus thiooxidans* (Islander *et al.*, 1991).

A contínua dissolução do sulfeto de hidrogênio na solução dos poros do concreto, acima do nível do efluente, em pH \leq 3,0, favorece a formação de água e enxofre elementar, o qual é rapidamente oxidado à sulfato pela atividade microbiana, reduzindo, progressivamente, o pH do meio. A ação das bactérias *Thiobacillus thiooxidans* é limitada quando da falta de nutrientes ou de sulfeto de hidrogênio e, inibida quando o pH \approx 0,9 ~ 1,0 (Islander *et al.*, 1991).

O microclima formado acima do nível do esgoto se caracteriza pela presença de anidrido carbônico, sulfeto de hidrogênio e oxigênio, componentes preponderantes para a atividade microbiana, além da água e de nutrientes. A maior disponibilidade destes últimos ocorre na região logo acima no nível do efluente, já que nesta há a influência da zona de respingos, a flutuação da carga de esgoto (imersão periódica) e a ação capilar da água. Assim sendo, os poros do concreto localizados imediatamente acima do nível do efluente propiciam condições adequadas para a ação das bactérias, já que disponibilizam água e nutrientes, além de apresentar maior pH em virtude da redução da concentração de ácido em solução pela ação da água do esgoto. Portanto, a degradação do concreto na região adjacente ao nível do efluente é mais acentuada que as demais regiões e desprezível na região submersa (Mori *et al.*, 1992).

O ácido sulfúrico biogênico (H₂SO₄) ao se dissociar na água dos poros do concreto, de caráter alcalino, forma íons hidrogênio (H⁺) e sulfato (SO₄⁻²); estes íons interagem com os íons cálcio (Ca⁺²) e hidroxila (OH⁻) em solução, provenientes da solubilização da portlandita, responsável em manter o meio com pH \approx 13,0. O produto de reação é a gipsita (CaSO₄.2H₂O – sulfato de cálcio di-hidratado), com pH \approx 7,0, e água. A presença de gipsita na solução dos poros propicia a formação de etringita secundária, a partir da reação com o monossulfoaluminato de cálcio hidratado, e etringita, a partir da reação com o aluminato de cálcio hidratado (Gutierrez-Padilla *et al.*, 2010). A formação destes compostos hidratados está relacionada com o consumo de íons cálcio fornecidos, a priori, pela portlandita. O esgotamento da reserva alcalina requer a descalcificação do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) para suprir a demanda de cálcio (Estokova *et al.*, 2012), o que resulta em sílica gel, um produto sem capacidade portante (Monteny *et al.*, 2000). A etringita (fase AFt) é um produto expansivo que causa pressão interna nos poros do concreto e, conseqüentemente, fissuração, acelerando o processo de degradação do concreto (Gutierrez-Padilla *et al.*, 2010).

O incremento na concentração de sulfatos na solução e a gradativa redução do pH causa instabilidade das fases AFt, com a conseqüente descalcificação das mesmas para formação de gipsita (Gutierrez-Padilla *et al.*, 2010). Portanto, a etringita é um produto intermediário do ataque por ácido sulfúrico biogênico, sendo a gipsita o produto final de degradação. A superfície do concreto, friável, resultante do processo de degradação por ataque de água de tratamento de esgoto, é constituída basicamente por gipsita e gel de sílica e alumina (Estokova *et al.*, 2012).

3. METODOLOGIA

Neste trabalho foi realizado um estudo da degradação do concreto da ETE Santa Quitéria, da Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR), situada no município de Curitiba – PR, mais especificamente objetivando o reator anaeróbico de fluxo ascendente e manta de lodo (UASB – Upflow Anaerobic Sludge Blanket).

Foram analisadas amostras retiradas das paredes laterais, imediatamente acima do nível do efluente, do reator anaeróbico, e também, de um testemunho extraído da laje de cobertura (parcial) do mesmo reator, distante aproximadamente 40 centímetros do nível do esgoto.

A Figura 1 apresenta uma vista geral da ETE Santa Quitéria (A) e o local onde foram coletadas as amostras para caracterização e análise da degradação do concreto (B).

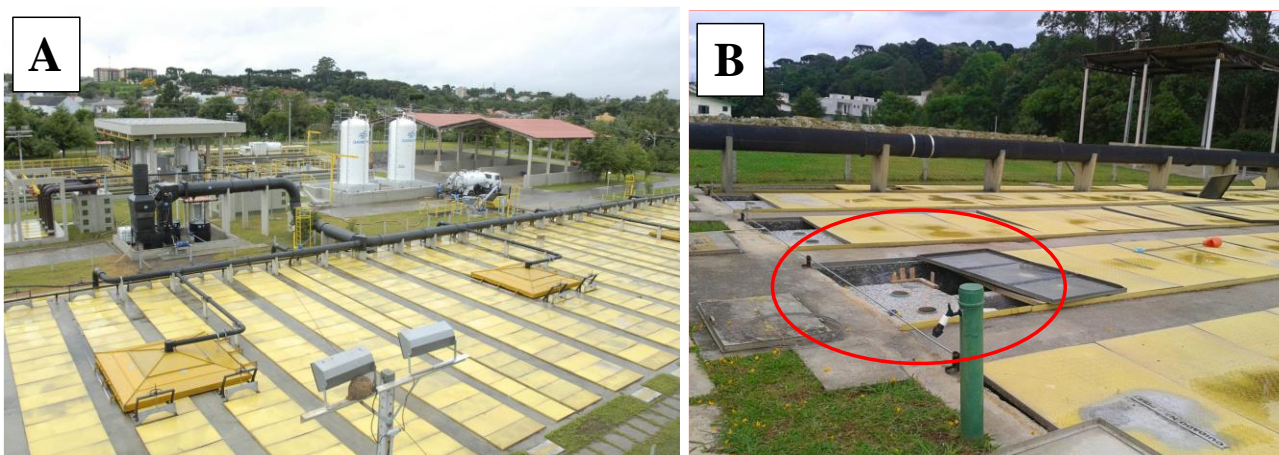


Figura 1. Vista geral da ETE Santa Quitéria (A) e local de retirada de amostras e extração de testemunho da laje (B).

A ETE, em operação a aproximadamente 15 anos, apresenta visível degradação por ataque de ácido sulfúrico biogênico, com a superfície das paredes laterais do reator apresentando-se altamente friáveis e, na laje de cobertura, degradação menos acentuada. A Figura 2 (A, B e C) apresenta detalhes das paredes laterais do reator UASB, com destaque para a imagem “B”, referente a um local onde foi possível observar a friabilidade do concreto ao ser friccionado manualmente. Na parte inferior desta imagem é possível observar o pó de concreto resultado de uma simples fricção manual, sendo uma evidência da fácil desagregação do material provocada pelo mecanismo de degradação próprio deste ambiente.

A extração de amostras para os ensaios de difração de raios X e microscopia eletrônica de varredura foi realizada pela retirada manual de fragmentos de concreto desagregado logo acima do nível do efluente.

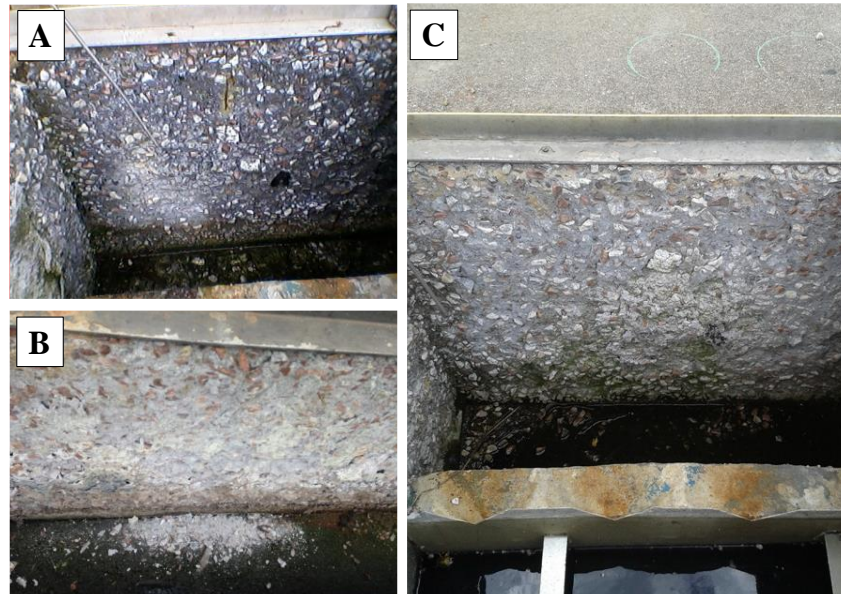


Figura 2. Detalhes da degradação do concreto das paredes laterais do reator UASB.

A Figura 3 (A e B) apresenta o local e o equipamento utilizado para a extração do testemunho de concreto. A extração foi realizada conforme as recomendações da ABNT NBR 7680: 2007, utilizando uma broca diamantada de 75 mm de diâmetro. O testemunho transpassa a laje que cobre parcialmente a borda do tanque do reator.

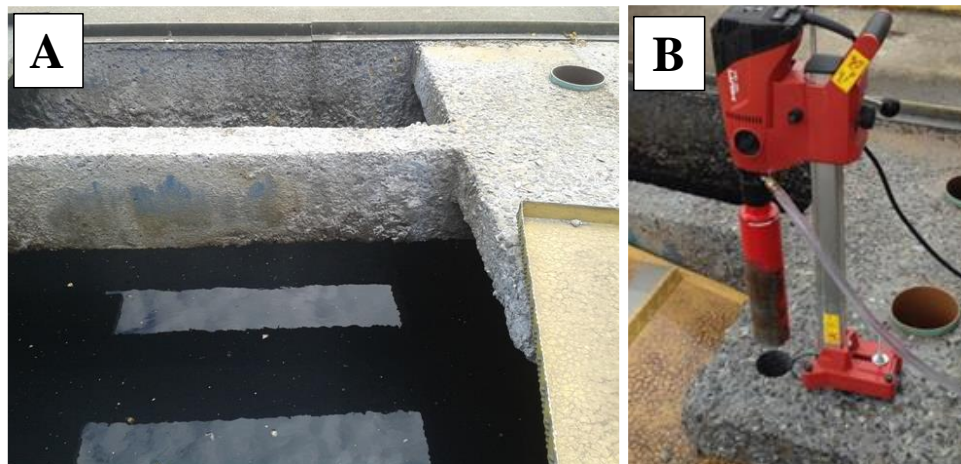


Figura 3. Local de extração do testemunho de concreto (A) e equipamento utilizado (B).

O testemunho, de dimensões $\varnothing 73,5 \times 119,4$ mm, teve o topo e a base retificados¹ em virtude da degradação do concreto na superfície, resultando em dimensões finais de $\varnothing 73,5 \times 108,7$ mm e relação $h/d = 1,48$. Assim sendo, o ensaio de resistência à compressão do testemunho requereu correção da força de ruptura, conforme preconiza a norma ABNT NBR 5739: 2007, adotando-se para tal o fator de correção igual a 0,96. O motivo de se retificar os topos do testemunho foi o fato de que

¹ Previamente à retificação das faces do testemunho para o ensaio de resistência à compressão, foi retirada uma amostra de argamassa do seu topo, a ser submetida à microscopia eletrônica de varredura (SEM).

tentou-se verificar se o concreto foi afetado mecanicamente em profundidades maiores do que a aparente degradação superficial.

O corpo de prova (testemunho), após o ensaio de resistência à compressão, foi cortado em 7 discos de espessura variável, conforme apresentado na Figura 4.

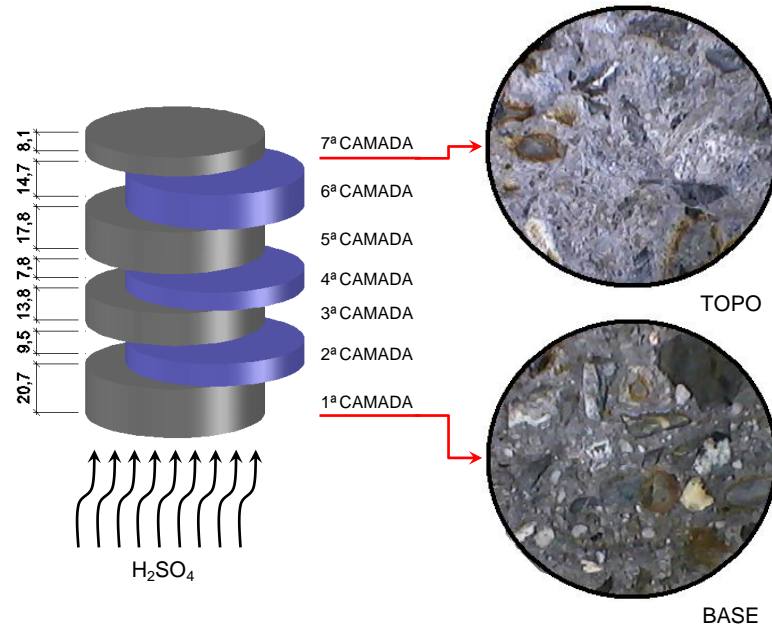


Figura 4. Representação esquemática dos discos obtidos a partir do testemunho (milímetros) e detalhes da base e do topo previamente à retificação das faces.

O ensaio de compressão gerou algumas fissuras provenientes da ruptura e isso significa que as fatias não foram extraídas totalmente intactas, sendo obtidas em partes de 2 ou 3 pedaços. Não se considera que isso comprometa o resultado pelo fato de que estas fatias foram submetidas ao ensaio de XRD, que não considera o comportamento mecânico nem a estrutura porosa do material em análise, consistindo em uma simples análise mineralógica do material que forma as camadas na forma de pó. Os detalhes referentes à base e ao topo do testemunho, apresentados na Figura 4, evidenciam o desgaste superficial do concreto, sendo possível observar a exposição do agregado gráudo e a degradação da pasta hidratada.

O agregado gráudo de cada um dos discos do testemunho foi retirado com o auxílio de marreta e talhadeira, restando a argamassa como amostra para identificação dos produtos hidratados presentes e, também, dos compostos formados em virtude do ataque por ácido biogênico, através de microscopia eletrônica de varredura (SEM) e difração de raios X (XRD).

Amostras para microscopia eletrônica de varredura (SEM): as amostras de argamassa da parte superior da 6ª e 7ª camadas, bem como uma amostra da parede lateral do tanque do reator, foram preparadas para o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (SEM) e sistema de energia dispersiva (EDS). As amostras, fixadas em base metálica e não metalizadas, foram ensaiadas em equipamento da marca JEOL e modelo JSM-6370 LV. A realização de imagens da 6ª e 7ª camadas e não de todas elas se deve a limitação ao uso do equipamento, sendo que a 6ª foi escolhida por ser uma amostra a poucos centímetros de profundidade da superfície e a 7ª foi para caracterizar o concreto da superfície agredida. Assim, foi possível entender se as imagens indicam mudança de composição entre a amostra interna (6ª camada) e amostra externa (7ª camada).

A preparação consistiu em colar as amostras em uma base de metal e numerá-las, como mostra a Figura 5. Não foi necessário metalizar a amostra, pois as imagens geradas estavam com uma resolução suficientemente boa, e, o pico do ouro poderia atrapalhar a leitura do enxofre no EDS.



Figura 5. Amostras preparadas para o ensaio de SEM e EDS.

Amostras para difração de raios-X (XRD): as amostras de argamassa para a difração de raios-X, incluindo todas as camadas e também a amostra da parede do reator, foram fragmentadas em pedaços com dimensão máxima de 5,0 mm (aproximadamente), acondicionadas em recipientes poliméricos com tampa e congeladas/estocadas em freezer à -30 °C para paralisar as reações de hidratação. Na sequência, alguns fragmentos das amostras (volume necessário para a realização da difratometria de raios-X) foram liofilizados em Liofilizador TERRONI LS 3000 para que a água livre fosse sublimada, restando, nas amostras, a água quimicamente combinada e parte da água adsorvida na estrutura dos compostos hidratados.

As amostras liofilizadas foram finamente moídas em almofariz cerâmico com pistilo, acondicionadas em eppendorf (2 mL) e estocadas em dessecador contendo sílica gel até a realização da difratometria de raios-X.

O preparo das amostras para a coleta dos difratogramas foi realizado pela prensagem manual no porta-amostra, seguido de exposição aos raios-X no equipamento RIGAKU Ultima IV X-ray diffractometer. A mensuração foi realizada entre 5° e 75° 2 θ , com passo angular de 0,02° 2 θ e tempo por passo de 1 segundo. O ensaio foi conduzido utilizando tubo com ânodo de cobre, 40 kV / 30 mA e fenda divergente de 1°.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resistência à compressão

O ensaio, realizado com taxa de carregamento de 0,5 MPa/s, resultou em resistência à compressão de 42 MPa na idade de 15 anos, aproximadamente. O valor apresentado já contempla a correção em função da relação $h/d = 1,48$.

As informações obtidas junto à SANEPAR, indicam que a resistência à compressão de projeto da ETE foi de 22 MPa aos 28 dias. À época, a NBR 6118:1980 não especificava qualquer restrição quanto à resistência à compressão mínima e/ou relação água/cimento máxima quando da exposição do concreto em ambiente reconhecidamente agressivo. Portanto, a resistência à compressão de 42 MPa indica que, apesar da degradação superficial visível, o concreto não apresentou alteração do seu comportamento mecânico, independentemente da presença, ou não, de etringita secundária e/ou gipsita provenientes do ataque por ácido sulfúrico biogênico.

4.2 Microscopia eletrônica de varredura (SEM) e sistema de energia dispersiva (EDS)

A configuração morfológica dos compostos observados na parede do reator e no topo do testemunho são diferentes, indicando que a degradação se manifesta de forma distinta em função do microclima a que está exposta a matriz hidratada. A Figura 6 apresenta as imagens obtidas por SEM e os pontos analisados por EDS referentes à parede do reator UASB (A), do topo do testemunho de concreto extraído (B) e, por fim, da camada interna do concreto do testemunho (C).

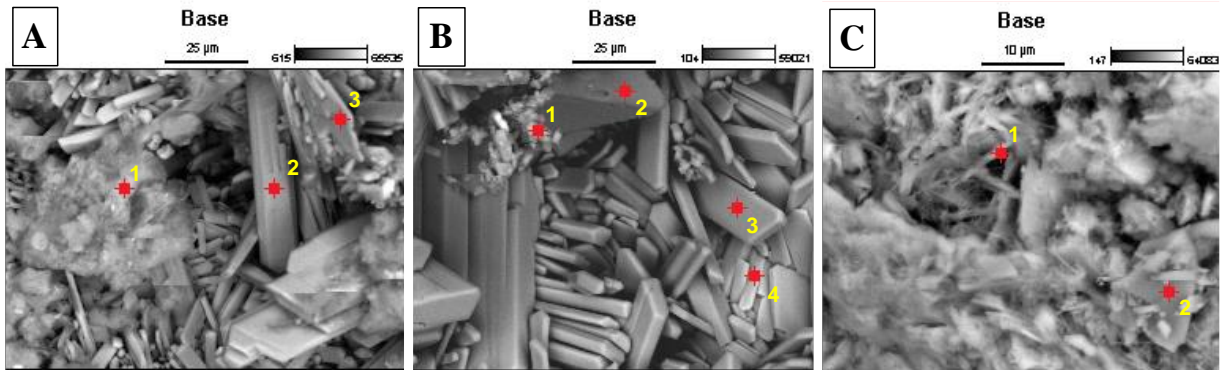


Figura 6. Microscopia eletrônica de varredura (SEM) e pontos de análise por sistema de energia dispersiva (EDS) da parede do reator UASB (A), do topo do testemunho de concreto extraído da laje de cobertura (B) e de camada interna do concreto do testemunho (C).

A morfologia retangular dos cristais apresentados na Figura 6(A) e 6(B) caracterizam a gipsita, evidenciado a sua formação tanto na parede do reator UASB quanto no topo do testemunho. Na Figura 6(A), referente à parede do reator, há a presença de composto com estrutura não definida, representada pelo ponto 1. Os pontos 2 e 3 referem-se à gipsita. A Figura 7 apresenta os gráficos de EDS dos pontos em destaque na Figura 6(A).

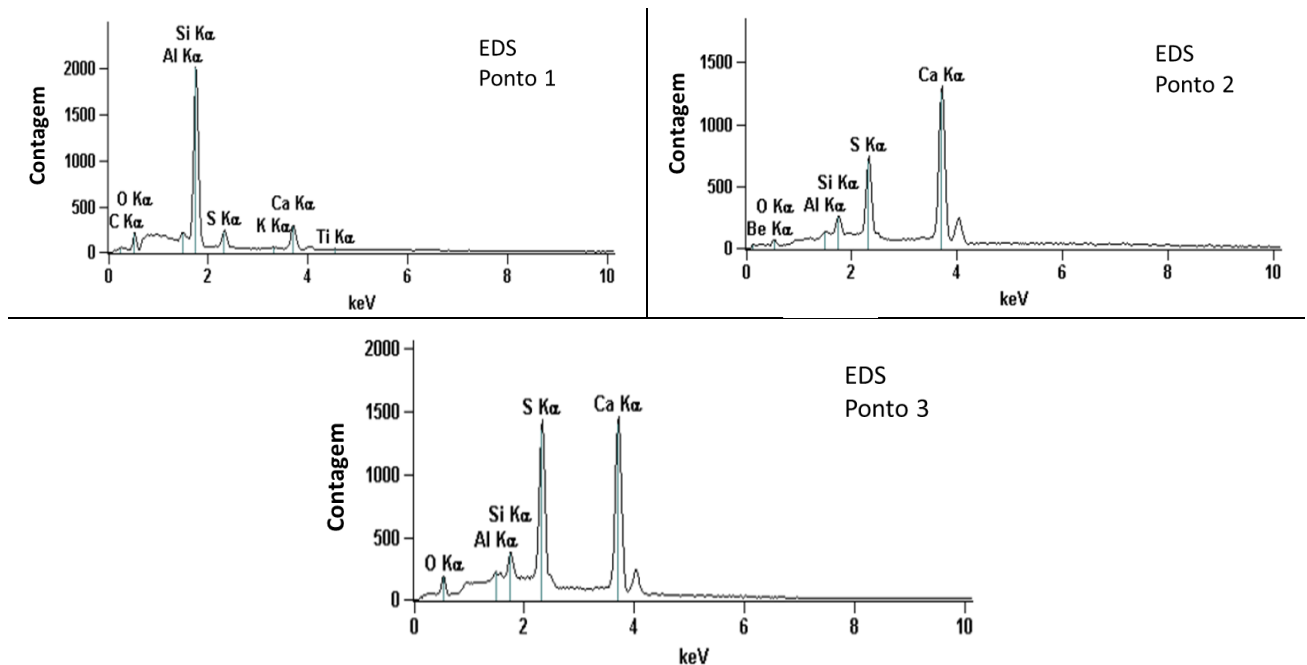


Figura 7. Pontos de análise por sistema de energia dispersiva (EDS) da parede do reator UASB, conforme pontos destacados na Figura 6(A).

O ponto 1, apresentado na Figura 7, evidencia a presença, principalmente de sílica, com resquícios de cálcio, enxofre e oxigênio. Assim sendo, é bem provável que a estrutura sem forma definida caracteriza o gel de sílica ($\text{Si}(\text{OH})_4$), oriundo da decomposição do C-S-H, sobreposto com fragmentos de gipsita. Os pontos 2 e 3 caracterizam-se pela presença de cálcio e enxofre, constituintes da gipsita. A Figura 8 apresenta os elementos constituintes dos cristais apresentados na Figura 6(B), referente ao topo do testemunho de concreto extraído da laje de cobertura do reator UASB.

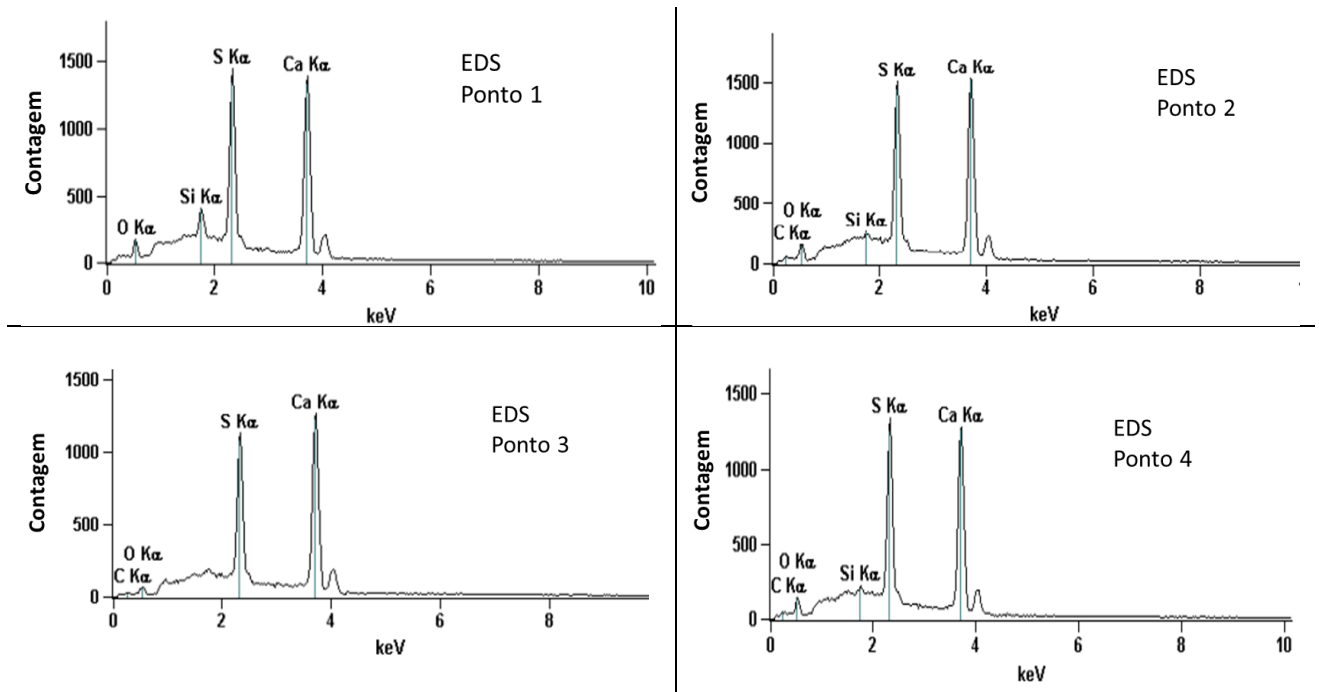


Figura 8. Pontos de análise por sistema de energia dispersiva (EDS) do topo do testemunho de concreto extraído da laje de cobertura do reator, conforme pontos destacados na Figura 6(B).

O ponto 1 da Figura 8 destaca a presença de cálcio e enxofre, característicos da gipsita, e também de sílica e oxigênio, o que caracteriza a deposição de gel de sílica sobre a gipsita. Os pontos 2, 3 e 4, da mesma figura, constituídos de cálcio e enxofre, indicam a formação de gipsita.

A Figura 9 apresenta os elementos constituintes dos cristais apresentados na Figura 6(C), referente à camada interna do concreto do testemunho.

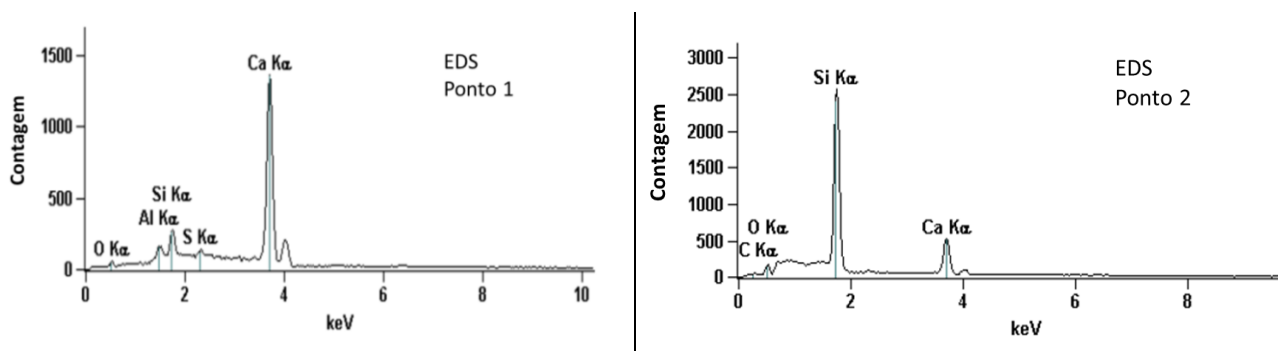


Figura 9. Pontos de análise por sistema de energia dispersiva (EDS) de camada interna do concreto do testemunho, conforme pontos destacados na Figura 6(C).

O ponto 1, constituído de cálcio e sílica, com a presença de alumina, caracteriza o C-S-H contendo alumínio, ou seja, sílico-aluminato de cálcio hidratado. Já o ponto 2, indica a presença de sílica, com indícios de cálcio. A morfologia desta estrutura é característica do quartzo, indicando ser um grão de agregado miúdo constituinte da argamassa do concreto.

De maneira geral, as superfícies degradadas do concreto são constituídas basicamente de gipsita, com indícios da presença de gel de sílica. Já o concreto do interior do testemunho, distante aproximadamente 1,3 cm da superfície (topo), é constituído de C-S-H, com resquícios de enxofre, o que pode significar a presença de gipsita.

4.3 Difração de raios-X (XRD)

Os difratogramas foram coletados entre 5° e $75^\circ 2\theta$ e apresentam picos característicos do quartzo, referentes à presença de agregado miúdo nas amostras, além de etringita, gipsita e portlandita.

Porém, a região de maior interesse dos difratogramas para a identificação dos compostos formados pelo ataque por ácido sulfúrico biogênico está compreendida entre 8° e $12^\circ 2\theta$, pois neste intervalo estão contidos os picos de maior intensidade da etringita ($9,1^\circ 2\theta$) e da gipsita ($11,6^\circ 2\theta$). Por este motivo, foi elaborada a Figura 10 com o destaque para esta região dos difratogramas referentes à presença de etringita e gipsita nas diferentes camadas de concreto do testemunho. É evidente que há gipsita ao longo de todo o perfil do concreto, resultado da difusão do ácido sulfúrico biogênico produzido na superfície do concreto pelas bactérias oxidantes. A difração de raios-X, uma técnica qualitativa (semi-quantitativa), permite a análise comparativa entre as camadas e, desta forma, verifica-se que na base e no topo do testemunho, há maior teor de etringita e gipsita em relação às camadas internas do concreto. As camadas superficiais apresentam-se friáveis, indicando que a formação destes compostos, de caráter expansivo, resulta em tensões que superam a resistência à tração da matriz hidratada, causando microfissuração e, por fim, a desagregação do material.

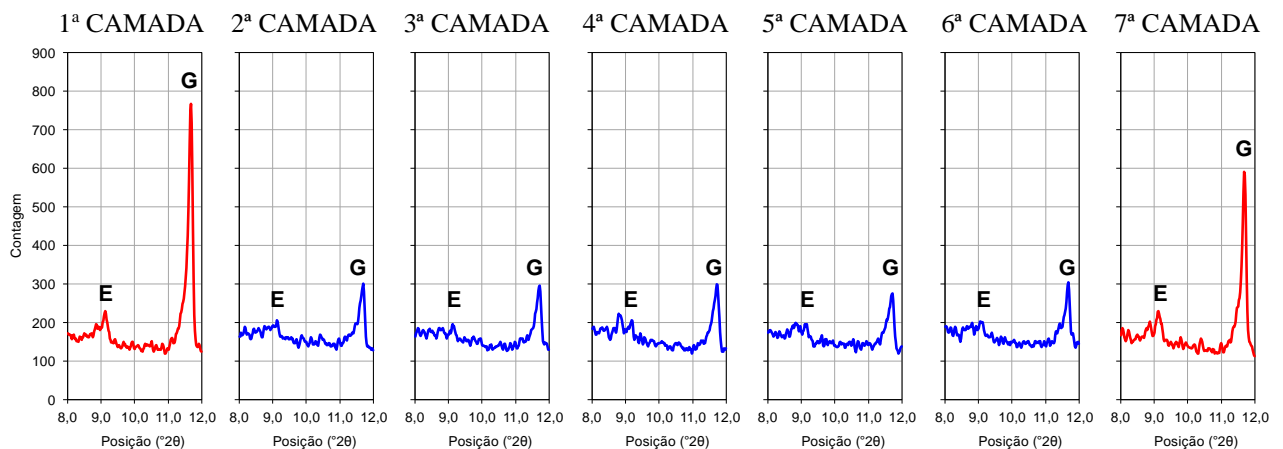


Figura 10. Difratogramas das camadas de concreto do testemunho extraído da laje de cobertura do reator UASB, com destaque à região de pico de máxima intensidade da etringita e da gipsita.

Os resultados obtidos pela XRD corroboram as observações da SEM/EDS, ou seja, ambas as técnicas destacam a presença predominante de gipsita na superfície do concreto, apesar da identificação da etringita ocorrer somente pela XRD.

Nos difratogramas coletados entre 5° e $75^\circ 2\theta$, o pico de maior intensidade da portlandita, localizado em $34,1^\circ 2\theta$, também é importante na análise dos difratogramas, pois indica haver reserva alcalina no concreto, caso contrário, evidencia o seu consumo por ataque ácido.

Por este motivo, é apresentada a Figura 11, que representa um destaque dos picos coletados a $34,1^\circ 2\theta$ que representa o teor remanescente de portlandita nas diferentes camadas de concreto do testemunho. As camadas superficiais, em contato com o ambiente agressivo, não dispõem de portlandita, tendo em vista o consumo total por carbonatação e ataque ácido, com formação de gipsita como produto final.

A região central do testemunho (3ª e 4ª camadas) contém maior teor remanescente de portlandita, com gradual redução, até o esgotamento na camada superficial. Assim sendo, constata-se que o cobrimento, até a profundidade média de 2,0 cm encontra-se neutralizada, sendo necessário que haja a descalcificação do C-S-H para prover íons cálcio à reação de formação de gipsita através da dissociação do ácido sulfúrico na água dos poros. Vale salientar que a espessura de cobrimento na área examinada é de 2,5 cm, indicando que as asaduras ainda não estão sendo afetadas pelo mecanismo de degradação em desenvolvimento.

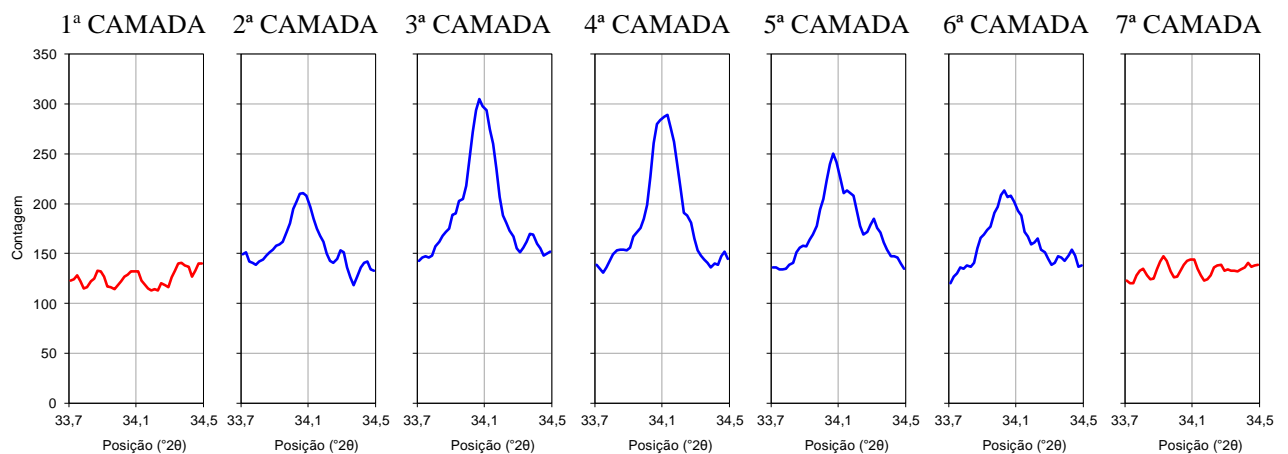


Figura 11. Difratomogramas das camadas de concreto do testemunho extraído da laje de cobertura do reator UASB, com destaque à região de pico de máxima intensidade da portlandita.

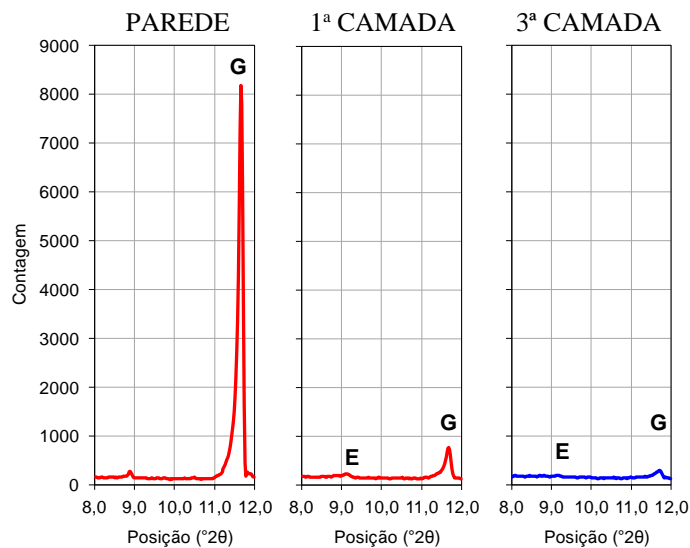


Figura 12. Difratomogramas: parede do reator UASB, camada superficial (base) e camada interna do testemunho, com destaque à região de pico de máxima intensidade da etringita e da gipsita.

A análise comparativa entre os difratogramas fazendo destaque no picos coletados entre 8° e 12° 2 θ (Figura 12), na região de identificação da etringita e da gipsita, referente à parede do reator UASB, à base do testemunho e a uma das camadas internas do concreto, evidencia que a parede do reator contém basicamente gipsita, tornando o material totalmente friável, com destacamento, inclusive do agregado graúdo, conforme foi evidenciado na Figura 2.

A camada externa do testemunho, apesar da degradação superficial, ainda apresenta capacidade portante, tanto que a resistência à compressão atingiu valor adequado à especificação de projeto.

O teor de gipsita formado na camada superficial do testemunho não é suficiente para degradar completamente o concreto, necessitando de tempo para que haja a total descalcificação do C-S-H e, conseqüentemente, a perda de integridade da matriz hidratada. O avanço desta degradação ocorre lentamente, tanto que uma pequena camada da superfície do testemunho, degradada, teve que ser removida previamente ao ensaio de resistência à compressão.

5. CONCLUSÕES

A inspeção da ETE Santa Quitéria, situada na cidade de Curitiba – PR – Brasil, de propriedade da SANEPAR, permite as seguintes conclusões:

1. O concreto das paredes do reator UASB, imediatamente acima do nível do esgoto, apresenta maior degradação em relação ao concreto da laje de cobertura do tanque. A maior disponibilidade de água e nutrientes, além dos demais elementos indispensáveis à proliferação das bactérias oxidantes, na região próxima ao nível do efluente, resulta em maior taxa de degradação do concreto.
2. A gipsita é o produto final da degradação, sendo a etringita secundária um produto intermediário do ataque por ácido sulfúrico biogênico. A parede do reator UASB, completamente friável, é composta exclusivamente por gipsita, com indícios da presença de gel de sílica. As superfícies do testemunho, parcialmente degradadas, contém, além da gipsita, a etringita secundária, responsável pela microfissuração da matriz.
3. O perfil do testemunho, realizado por difração de raios-X (XRD), indica haver gipsita em todas as camadas, resultado da difusão do ácido sulfúrico produzido pelas bactérias oxidantes colonizadas na superfície do concreto.
4. A portlandita está presente somente nas camadas internas do concreto do testemunho, ou seja, foi esgotada por carbonatação e ataque ácido nas camadas superficiais. A falta de portlandita remanescente nas camadas externas propicia a descalcificação do C-S-H para prover íons cálcio à reação de neutralização do ácido sulfúrico biogênico.
5. A parede do reator UASB contém teor de gipsita superior às camadas externas do testemunho, servindo de indicativo comparativo para a evolução futura da completa degradação do concreto da laje de cobertura do reator.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), a Universidade Federal do Paraná (UFPR), ao Ministério da Educação do Brasil (por meio de bolsa de Educação Tutorial) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro para o desenvolvimento desta pesquisa. Também agradecem a Companhia de Saneamento do Paraná, por permitir a análise da estrutura em questão.

7. REFERÊNCIAS

- De Muynck, W., De Belie, N., Verstraete, W. (2009), “*Effectiveness of admixtures, surface treatments and antimicrobial compounds against biogenic sulfuric acid corrosion of concrete*”, Cement and Concrete Composites, V. 31, No. 3, pp. 163-170.
- Eřtokova, A., Harbul'áková, V.O., Luptáková, A., řteulová, N. (2012) “*Study of deterioration of concrete influenced by biogenic sulphate attack*”, Procedia Engineering, V. 42, pp. 1731-1738.
- Gutiérrez-Padilla, M.G.D., Bielefeldt, A., Ovtchinnikov, S., Hernandez, M., Silverstein, J. (2010) “*Biogenic sulfuric acid attack on different types of commercially produced concrete sewer pipes*”, Cement and Concrete Research, V. 40, No. 2, pp. 293-301.
- Islander, R.L., Deviny, J.S., Mansfeld, F., Postyn, A., Shih, H. (1991), “*Microbial ecology of crown corrosion in sewers*”, Journal of Environmental Engineering, V. 117, No. 6, pp. 751-770.
- Pinto, J., Takagi, E.M. (2007) “*Sistemas de impermeabilização e proteção para obras de saneamento*”, Concreto & Construções, Ano XXXIV, No. 47, pp. 73-79.
- Monteny, J., Vincke, E., Beeldens, A., De Belie, N., Taerwe, L., Van Gemert, D., Verstraete, W. (2000), “*Chemical, microbiological, and in situ test methods for biogenic sulfuric acid corrosion of concrete*”, Cement and Concrete Research, V. 30, No. 4, pp. 623-634.
- Mori, T., Nonaka, T., Tazaki, K., Koga, M., Hikosaka, Y., Noda, S. (1992) “*Interactions of nutrients, moisture and pH on microbial corrosion of concrete sewer pipes*”, Water Research, V. 26, No. 1, pp. 29-37.
- NBR 7680 (2007), Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 5739 (2007), Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 6118 (1980), Projeto e execução de obras de concreto armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Evaluación de mezclas de hormigón para el nuevo canal de Panamá mediante la medida de la resistividad y de la resistencia a la difusión de cloruros

C. Andrade¹, N. Rebolledo¹, A. Castillo¹, F. Tavares¹, R. Pérez², M. Baz²

¹ IETcc-CSIC-España. Web: <http://www.ietcc.csic.es/index.php/es/>

² GUPC: Grupo Unidos por el Canal (Sacyr), Panamá.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i2.1>

Artículo recibido el 15 de enero de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de abril de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2014.

RESUMEN

El Canal de Panamá fue construido hace unos 100 años y en la actualidad el consorcio “Grupo Unidos por el Canal” (GUPC), coordinado por Sacyr S.A. está construyendo dos nuevas series de esclusas. El hormigón del antiguo Canal no estaba armado pero en el actual se prevé el uso de armadura como parte del diseño antisísmico. La Autoridad del Canal de Panamá (ACP), en su Pliego de condiciones definió una vida útil de 100 años para lo que especificó valores del método ASTM 1202 de menos de 1000 culombios y el cálculo de la vida útil mediante un programa. En el presente trabajo se detallan, para algunas de las mezclas diseñadas, los resultados obtenidos tanto de culombios como de resistividad y los coeficientes de difusión que se obtuvieron mediante difusión natural. Igualmente se muestran los resultados al introducir los valores en el método numérico de cálculo de vida útil LIFE PRED.

Palabras clave: hormigón; cloruros; resistividad; difusión.

ABSTRACT

The Panama Canal was built about 100 years ago and a two new sets of locks are being constructed by the consortium "Grupos Unidos por el Canal" (GUPC) which is coordinated by Sacyr S.A. The old Panama Canal was built without steel reinforcement but the new one considered reinforcement as part of the antiseismic design. The Panama Canal Authority (ACP), established a lifespan of 100 years, for which it specified values from the ASTM 1202 method lower than 1000 Coulombs and the estimation of the lifespan by means of a program. The results of both Coulombs resistivity and diffusion coefficients, obtained after natural diffusion, are discussed for some of the designed mixtures. The numerical calculations of service lifespan, as obtained by LIFE PRED method, are also shown.

Keywords: concrete; chlorides; resistivity; diffusion.

Autor de contacto: Carmen Andrade (andrade@ietcc.csic.es)

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 2, Mayo – Agosto 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 mayo 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. INTRODUCCIÓN

El canal de Panamá fue construido hace unos 100 años y ha constituido una vía para el tráfico de personas y mercancías de importancia capital para el comercio mundial. Con el fin de realizar una ampliación que permitiera el paso de barcos de mayor calado, la ACP realizó un concurso internacional para la construcción de un tercero y cuarto juego de esclusas. Esta oferta fue adjudicada al consorcio “Grupo Unidos por el Canal” (GUPC), coordinado en su parte técnica por Sacyr S.A. Las nuevas esclusas tienen cuatro niveles desde el que conecta directamente con el Atlántico o el Pacífico hasta el nivel de los lagos interiores, que son prácticamente agua dulce. Para evitar en lo posible la contaminación salina de los lagos interiores, la oferta ganadora contempla una serie de piscinas laterales reguladoras del nivel de tal manera que el agua se recicla en estas piscinas y no se vierte a los océanos o pasa a los lagos. El conjunto de la obra supone como cifra aproximada la colocación de unos 5 millones de toneladas de hormigón. La obra está prevista que se inaugure en 2014 cuando se cumple el centenario del antiguo Canal. El hormigón del antiguo Canal no estaba armado pero en el actual se prevé el uso de armadura como parte del diseño antisísmico. La ACP definió en su Pliego de condiciones una vida útil de 100 años para el hormigón en todos sus elementos, para lo que especificó el cumplimiento de valores del método ASTM 1202 de menos de 1000 culombios (ASTM 1202, 2010) y la aplicación de un método de cálculo de la vida útil. Además fijó una serie de requisitos durante la puesta en obra del hormigón con el fin de minimizar la fisuración por el calor de hidratación y espesores de recubrimiento variables alrededor de 10 cm.

La obra comenzó a principios de 2011. En sus comienzos una empresa de ingeniería de Chicago y un laboratorio canadiense empezaron a trabajar para el GUPC para verificar el cumplimiento de las especificaciones de los 1000 culombios y el cálculo de los 100 años de vida requeridos que era calculado con un programa desarrollado por el propio laboratorio. Después de los primeros tanteos en diversas mezclas, el consorcio GUPC se puso en contacto en mayo de 2011 con parte de los autores de esta comunicación para estudiar la posibilidad de utilizar otros modelos de cálculo de la vida útil o vías alternativas de mostrar el cumplimiento de las especificaciones. El planteamiento ofrecido desde el IETcc consistió en: a) Sugerir materias primas y proporciones diferentes de las utilizadas hasta ese momento para fabricar las mezclas de hormigón con el fin de tener una serie de mezclas alternativas a las iniciales, b) Realizar un control continuo mediante la medida de la resistividad eléctrica y su evolución en el tiempo y c) Usar otro modelo de cálculo de la vida útil, en concreto el modelo numérico LIFEPRD desarrollado en el Instituto basado en la ley de Fick (Andrade y Tavares, 2012).

En el presente trabajo se describe el conjunto de acciones emprendidas y los resultados de algunas de las mezclas diseñadas tanto de culombios como de resistividad y los coeficientes de difusión que se obtuvieron mediante difusión natural. Igualmente se muestran los resultados al introducir los valores en el método numérico de cálculo de vida útil LIFEPRD así como los obtenidos con el modelo de la resistividad. Se comentan las relaciones entre los valores de culombios y de resistividad, su evolución en el tiempo, así como los valores paralelos obtenidos de difusión de cloruros y el efecto del “factor de edad” en las predicciones, que resulta ser más crítico que el propio coeficiente de difusión. La metodología ha permitido comprobar que el control continuo mediante la medida de la resistividad es una manera económica y eficaz de asegurar el cumplimiento de los requisitos de la propiedad en aspectos de durabilidad.

La resistencia de un hormigón al ingreso de cloruros está basada tanto en una porosidad baja como en la capacidad de la pasta de cemento de retener el avance mediante reacción con las fases

hidratadas como por absorción en el CSH (Tuutti, 1982; Andrade, 1993; Baroghel-Bouny et. al, 2010; Saetta et. al. 1993; Sagüés, 2003). Un parámetro que define esta resistencia es el coeficiente de difusión del ion cloruro, que se suele utilizar el “aparente” porque tiene en cuenta tanto el transporte por la red de poros como la reacción con las fases hidratadas. Su modelado se acomete normalmente mediante la resolución en estado no estacionario de la segunda ley de Fick de la difusión en la que se supone que la concentración exterior de cloruros permanece constante así como su coeficiente de difusión (Crank, 1975). Sin embargo estas condiciones no son las que se producen en la realidad donde se ha podido comprobar que el coeficiente disminuye con el tiempo (Mangat y Molloy 1994; Andrade et. al. 2000) y la concentración superficial del hormigón no es constante (Gulikers, 2004), por lo que la fiabilidad de los modelos predictivos es muy dudosa en tanto todavía no se han podido calibrar con casos reales más allá de unos 25 años. Una alternativa al uso de los ensayos y modelos basados en la medida del perfil de cloruros, es el uso de la medida de la resistividad eléctrica ya que está directamente relacionada con la difusividad (Andrade, 1993) pero tiene la ventaja de que es un método no destructivo de medida, permitiendo medir muchas veces en la misma probeta y además informa sobre otros parámetros de la microestructura del hormigón (Andrade et. al. 2000). Además tiene una relación directa (Gulikers, 2004) con la medida de los culombios con el método ASTM 1202 y por ello su equivalencia es fácil de deducir. Adicionalmente se ha desarrollado un modelo introduciendo la resistividad dentro de la ley de la raíz cuadrada del tiempo (Andrade, 2004) lo que permite hacer predicciones de vida útil y además obtener el factor de edad (Andrade et. al. 2011) si se hace un seguimiento de la medida en el tiempo.

2. EXPERIMENTAL

Para ilustrar la metodología aplicada se van a presentar solo 4 mezclas (Mix A y P3, A y P11, A y P50 y A y P56) como representativas de las más de 50 estudiadas. Sus composiciones tanto para el lado del Atlántico como para el Pacífico se dan en la Tabla 1.

El cemento es tipo CEM II (ASTM) al que se añaden adiciones como puzolana natural o humo de sílice. También se utiliza una fracción de arena “superfina” que tiene actividad puzolánica, aunque su incorporación es considerada como árido y no como adición mineral. La relación a/c está en el orden de 0,3. Para los ensayos las probetas cilíndricas de 15x30cm se preparan en la planta real en Panamá donde son curadas en cámara húmeda durante 28 días y luego son empaquetadas para que continúen su curado húmedo y enviadas a Madrid, donde llegan a los 38 días de fabricación.

Una vez que se reciben se comienzan los ensayos que se describen a continuación: de cada dosificación se ensayan 3 probetas. El esquema de la preparación de muestras se puede observar en la figura 1. De la probeta 1 se cortan 10 cm y sobre la *parte superior* se hace el seguimiento de resistividad a los largo del tiempo y sobre la *parte inferior* se realiza el ensayo de difusión natural de cloruros (ASTM C1543). De la probeta 2 y 3 se cortan 10 cm y sobre la *parte superior* se extrae un testigo central de diámetro de 7,50 cm de la parte superior de la probeta y sobre este testigo se corta una rodaja de un espesor de 2,00 cm para los ensayos de multirrégimen (no incluidos en el presente trabajo) y en el resto que es una corona se extraen las muestras en su zona interior para los ensayos de: volumen de huecos (ASTM C 642) y porosimetría de mercurio (MIP). Sobre la *parte inferior* de estas muestras 2 y 3 se realiza el ensayo de difusión de cloruros (ASTM C1543).

Tabla 1. Composición de las mezclas que se muestra en el trabajo.

Planta		Atlántico				Pacífico			
Código GUPC		SMC-A3	SMC-A11	SMC-A50	SMC-A56	SMC-P3	SMC-P11P	SMC-P50	SMC-P56
Mezcla de hormigón		5796	1372	5777	6850	823	5067	5434	5481
		375 (23PN 0SF)	375 (15PN 5SF)	330 (12.5PN 5.8SF)	332 (13.0PN 0.0SF)	375 (23PN 0SF)	375 (15PN 5SF)	330 (12.5PN 5.8SF)	332 (13.0PN 0.0SF)
Cemento	Tipo	Panamá CEM II	Panamá CEM II	Panamá CEM II	Panamá CEM II	CEMEX CEM II	CEMEX CEM II	CEMEX CEM II	CEMEX CEM II
	kg/m ³	288.75	300	264	289	288.75	300	264	289
Puzolana	kg/m ³	86.38	56.3	47	43	86.87	56.3	47	43
Humo de Sílice	kg/m ³	-	18.8	19	0	-	18.8	19	0
Relación a/c	-	0.30	0.29	0.34	0.34	0.35	0.3	0.34	0.34
Aditivo	kg/m ³	-	-	2.63	1.99	(dos diferentes)	-	2.63	2.63
Arena SuperFina	kg/m ³	4.5	4.5	49	49	4.31	4.5	49	44
Arena Fina (0 – 4.75mm)	kg/m ³	567.5 +206.25= 773.75	573+211= 784	686	716	522.5+21 7.5= 740.0	535+220= 755	686	703
Árido grueso (4.75 – 19mm)	kg/m ³	676.25	705	707	693	691.25	684	707	701
Árido grueso (19 – 37.5mm)	kg/m ³	620	644	647	633	630	628	647	641
Escurrimiento	mm	80	110	120	100	110	75	120	95
Aire (%)	%	1.6	1.9	1.6	1	2.2	2	1.1	1.1
Peso unitario	kg/m ³	2539	2532	2508	2548	2597	2534	2551	2570
Resistencia a 28 días	MPa	50.1	57.8	52.1	42.6	53	61.4	38.6	45.3
		49.5	58.1	51.5	41.3	53.8	61.0	40.9	44.5
Resistencia a 90 días	MPa	52.2	68.4	58.4	56.6	54.8	78.3	52.9	60.5
		55.0	66.3	57.8	56.4	-	-	51	61.2

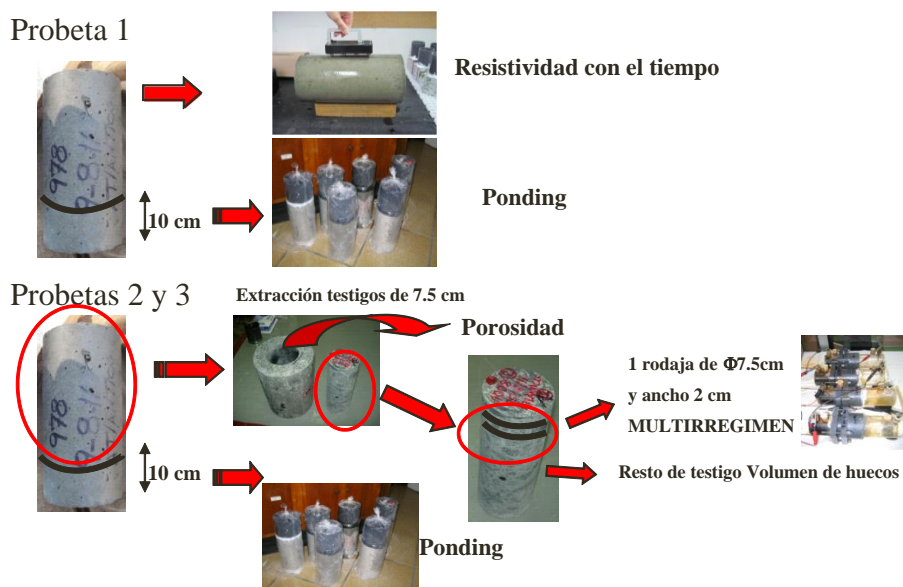


Figura 1. Preparación de muestras para ensayos.

2.1 Porosimetría por intrusión de mercurio.

La medida de la porosidad se determinó a través de la porosidad por intrusión de mercurio. Para ello, se utilizó el porosímetro PORESIZER de la casa Micromeritics, siguiendo la recomendación de la norma ASTM D4404. Este ensayo permite determinar todo el rango de poros existentes en la muestra con diámetros entre 400 y 0,01 μm . La muestra de 1cm³ utilizada en el ensayo fue extraída del interior de una rodaja de hormigón obtenida del tercio medio de la muestra tallada o de la probeta.

2.2 Resistividad eléctrica. Método de las cuatro puntas.

La determinación de la resistividad del hormigón puede realizarse por diferentes métodos, en este caso se ha seleccionado la medida de resistividad por el método de las 4 puntas de Wenner según se especifica en la norma UNE 83988-2. El método emplea cuatro electrodos equidistantes que se humectan en sus puntas para hacer un buen contacto con la superficie del hormigón. Se aplica una corriente alterna conocida (de hasta 50 mA a una frecuencia elevada) entre los electrodos externos y se mide el cambio en la diferencia de potencial entre los interiores. La resistividad se obtiene como función del voltaje, intensidad y distancia entre electrodos.

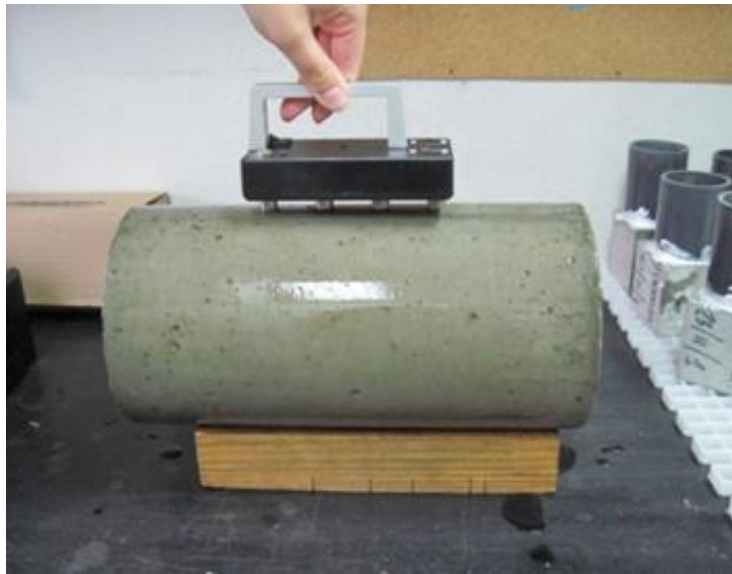


Figura 2. Medida de la resistividad con un resistímetro de 4 puntas. En un medio cuasi-infinito la resistividad (ρ_α) se puede obtener aplicando la ecuación 1.

$$\rho_\alpha = R \cdot 2 \cdot \pi \cdot \alpha \quad (1)$$

Donde R es la resistencia eléctrica, α es la distancia entre los electrodos y el factor $2\pi\alpha$ es el llamado factor geométrico de proporcionalidad. Como la probeta es de tamaño finito, es necesario introducir en los cálculos el “factor de forma” que en el presente caso tiene un valor multiplicando de 0,714.

2.3 Determinación del coeficiente de difusión de los iones cloruro. Método natural.

El ensayo se realiza según establece la norma ASTM C1543. Para ello, se coloca un tubo sobre la cara superior de la muestra sellándolo con silicona e introduciendo una disolución de NaCl con una concentración de 30g/l. El conjunto se recubre con una película termoplástica para evitar la evaporación de la disolución y de las paredes laterales de la probeta, según se muestra en la figura 3.



Figura 3. Ensayo natural de difusión de cloruros.

El ensayo se mantiene durante 90 días, tiempo tras el cual se realiza la extracción de las muestras para el cálculo del perfil de cloruros mediante el fresado cada 2mm de la superficie progresivamente. En las muestras así obtenidas se analiza el contenido de cloruros totales mediante la norma UNE 83986.

El cálculo del coeficiente de difusión en estado no estacionario y la concentración superficial de cloruros en el hormigón se obtienen aplicando la ecuación de la solución de la segunda ley de Fick (ecuación 2).

$$C_x = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{ns} \cdot t}} \right] \right) \quad (2)$$

Donde:

C_x es la concentración de cloruros a una profundidad x en un tiempo t , % en peso seco de muestra.

C_s es la concentración de cloruros en el hormigón, % en peso seco de muestra.

D_{ns} es el coeficiente de difusión en estado no estacionario, cm^2/s .

erf es la función error de Gauss.

t es el tiempo del ensayo, en segundos.

Tabla 2. Salinidades de las 4 cámaras de las esclusas.

Cámaras	Localización	Salinidad (g/L)	Denominación
Pacífico	Cámara alta + Esclusa 1	0.6	Baja
	Cámara intermedia+ Esclusa 2	4.6	Moderada
	Cámara baja + Esclusa 3	19.2	Alta
	Muros de salida + Esclusa 4	30.0	Extra-Alta
	Estructuras de aproximación	34.0	-
Atlántico	Cámara alta + Esclusa 1	0.6	Baja
	Cámara intermedia+ Esclusa 2	3.8	Moderada
	Cámara baja + Esclusa 3	16.2	Alta
	Muros de salida + Esclusa 4	27.6	Extra-Alta
	Estructuras de aproximación	32.0	-

3. Modelo de cálculo de vida útil LIFEPRED (Andrade y Tavares, 2012).

El modelo está basado en la resolución numérica de la segunda ley de Fick. Se han desarrollado versiones en 1D, 2D y 3D si bien la tridimensional no se usará en el presente trabajo. Al contrario que otros modelos que consideran el medio semi-infinito, LIFEPRED considera un medio finito debido a la presencia de la armadura. Esta característica supone importantes variaciones en los resultados si el recubrimiento es pequeño porque los cloruros se acumulan en la superficie de la barra en mayor proporción. El programa además permite introducir el efecto de una temperatura y humedad ambiental variable. Permite introducir varias leyes de “envejecimiento” o una propia y permite visualizar solo la concentración límite. Tiene una interface con el usuario muy intuitiva con muy pocas pantallas de introducción de datos.

La secuencia de operación es la siguiente: 1) Crea la geometría del elemento y posición de la barra, (figura 4), 2) Decide el tamaño del mallado de la geometría, (figura 4), 3) Introduce las características del material, 4) Introduce las condiciones sobre la concentración superficial, el factor de edad y al temperatura (figura 5), 5) Realiza las operaciones y 6) Presenta los resultados con gráficos (figura 6).

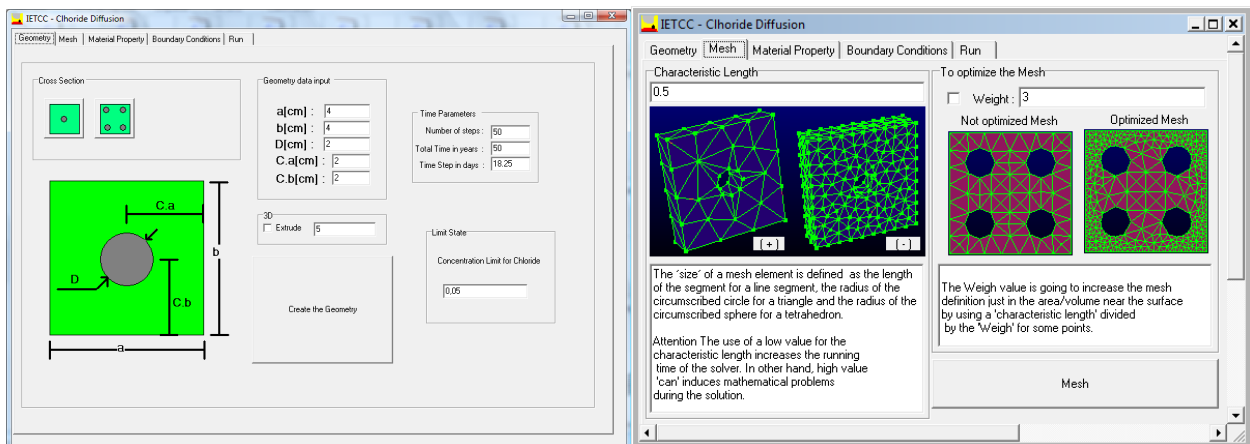


Figura 4. Izquierda define geometría, derecha: mallado

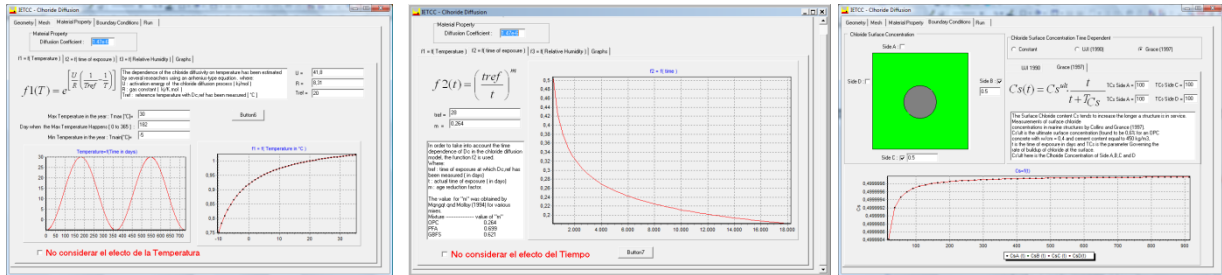


Figura 5. Condiciones de operación: variación de temperatura, del factor de edad y de la concentración superficial.

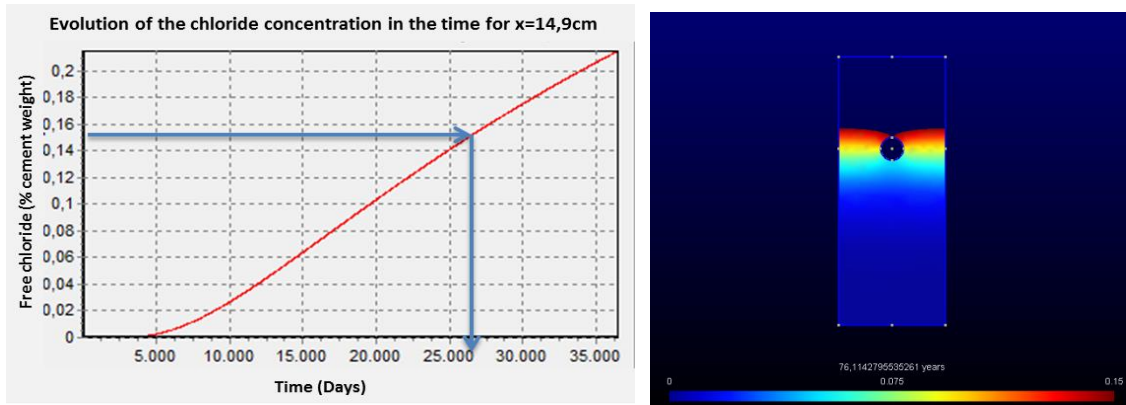


Figura 6. Resultados tipo en 1D y en 2D.

3.1 Modelo basado en la resistividad (Andrade, 2004; Andrade et. al. 2011).

En base a la medida de la resistividad se ha desarrollado un modelo que permite calcular la vida útil a partir de la resistividad a 28 días en condiciones de saturación de agua. Puede calcular asimismo el periodo de propagación de la corrosión. A los efectos del presente trabajo solo se considerará la parte correspondiente al tiempo hasta la despasivación de la armadura, es decir el primer término de la ecuación 3:

$$t_l = t_i + t_p = \frac{x^2 \cdot \rho_{ef} \cdot \left(\frac{t_a}{t_0}\right)^q \cdot r_{Cl,CO_2}}{F_{Cl,CO_2}} + \frac{P_{corr} \cdot \xi \cdot \rho_m \cdot \left(\frac{t_a}{t_0}\right)^q}{k_{corr}} \quad (3)$$

Donde x = es el espesor del recubrimiento, ρ_{ef} = la resistividad efectiva o nominal, ρ_m = la resistividad media en el clima particular, r_{Cl,CO_2} = el factor de reacción de los cloruros con la pasta de cemento, F_{Cl,CO_2} = el factor ambiental que depende del contenido de cloruros en el ambiente, q = el factor de edad debido a la hidratación progresiva del cemento, P_{corr} = la profundidad de ataque por corrosión de la armadura, ξ = es un factor ambiental que depende del clima y k_{corr} = una constante que relaciona la resistividad y la velocidad de corrosión.

Para calcular la vida útil a través de éste modelo, además de la resistividad en condiciones de saturación del hormigón a los 28 días, se necesita: 1) Registrar periódicamente este parámetro para obtener el factor de edad q , 2) Obtener el factor de reacción de los cloruros a través del

ensayo multirégimen y 3) Identificar el factor ambiental a aplicar en función del tipo de ambiente.

El factor q representa el factor de envejecimiento o variación que tiene lugar en la resistividad con motivo de las reacciones de hidratación del cemento con el tiempo, y puede calcularse gráficamente según se indica en la figura 7, donde la pendiente del ajuste obtenido al representar el logaritmo de la inversa de la resistividad frente al logaritmo del tiempo, es el valor $-q$.

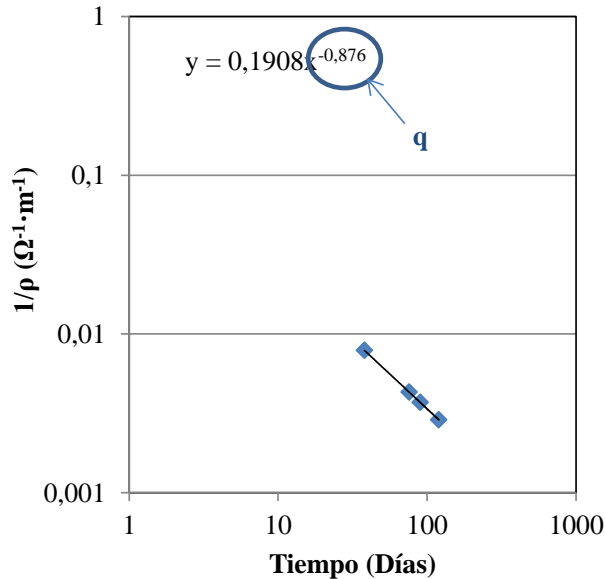


Figura 7. Representación de los datos de resistividad eléctrica para obtener el factor q de envejecimiento. Ejemplo para una de las mezclas.

Como se ha mencionado la resistividad es una indicación indirecta de la porosidad, por lo que es necesario calcular de forma independiente el retardo que introduce la reacción de los cloruros con las fases hidratadas del cemento. Este cálculo se puede hacer de diferentes maneras, de las que en el caso presente se ha realizado mediante la ecuación 4.

$$r = \frac{D_s}{D_{ns} \cdot \varepsilon} \tag{4}$$

Donde D_s es el coeficiente de difusión en estado estacionario (sin reacción), el D_{ns} es el coeficiente en estado no estacionario. Se multiplica el D_{ns} por la porosidad ε , ya que ambos coeficientes, aunque se dan en las mismas unidades, se refieren a volúmenes diferentes (la solución de los poros o el total de la muestra). También se puede obtener calculando el D_s y el D_{ns} a partir de la resistividad.

4. RESULTADOS

En la figura 8 se muestran los valores de porosimetría de mercurio de las mezclas que se presentan en este trabajo. Cada resultado es la media de tres muestras. Excepto la mezcla P50 todas ellas resultan con valores menores al 10% lo que indica una baja porosidad. Estos valores se utilizan luego en el cálculo de la vida útil por el programa LIFEPRD.

Los valores de la resistividad a lo largo del tiempo se presentan en la figura 9 y en la tabla 3 los factores de edad que se obtienen a partir de los datos entre 28 y 120 días. Los coeficientes de difusión obtenidos a 38 y 120 días se presentan en la figura 10 para todas las mezclas menos para las A3 y P3 de las que sólo se hicieron ensayos a 14 meses.

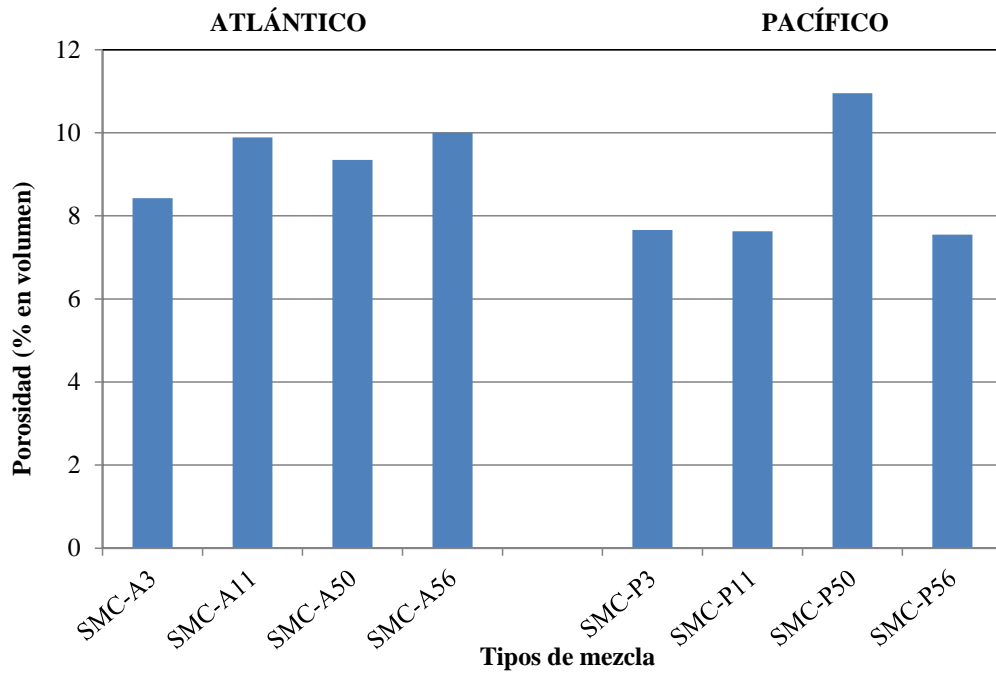


Figura 8. Porosimetrías de mercurio de las mezclas estudiadas.

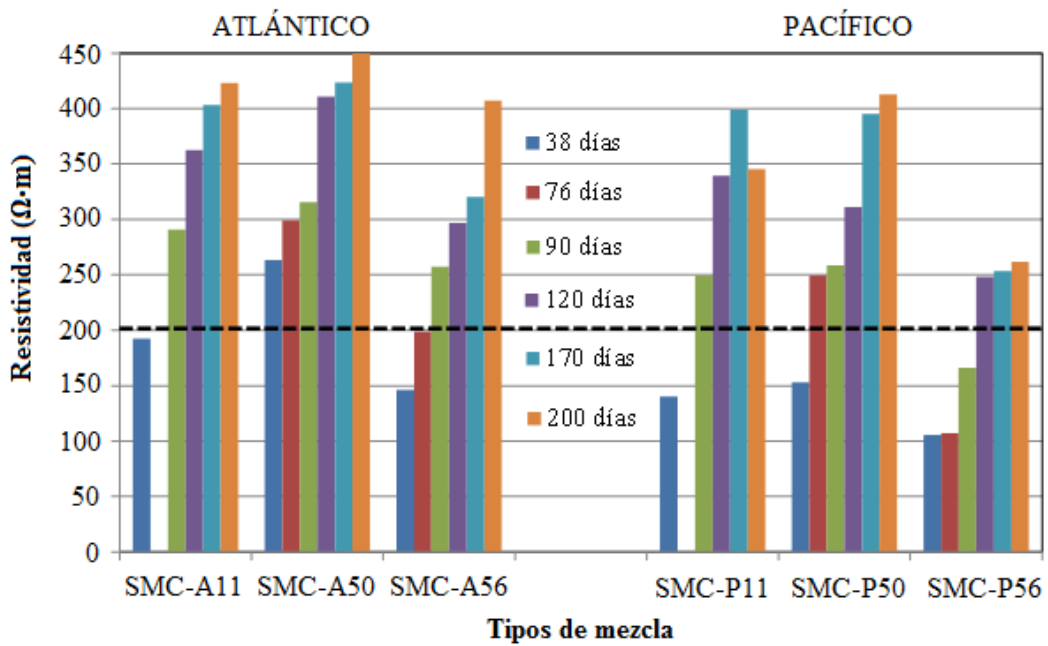


Figura 9. Valores de la resistividad a lo largo del tiempo hasta 200 días.

Tabla 3. Valores del factor de edad calculados a partir de la evolución de la resistividad con el tiempo.

FACTOR DE EDAD DE LA RESISTIVIDAD ENTRE 38 Y 120 DIAS					
SMC-A11	SMC-P11	SMC-A50	SMC-P50	SMC-A56	SMC-P56
0.492	0.584	0.349	0.609	0,629	0,718

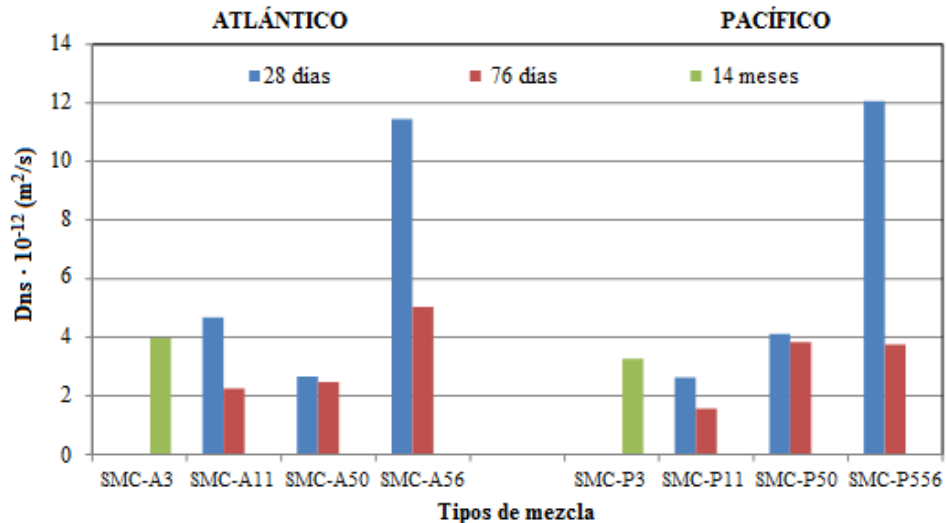


Figura 10. Valores del coeficiente de difusión a 38, 120 días para todas las mezclas menos la A3 y P3 que solo se obtuvieron a 14 meses.

5. DISCUSIÓN

Como ya se avanzó los únicos requisitos que se proponían en el pliego de especificaciones era el de que las mezclas alcanzaran los 1000 culombios a una edad sin determinar y que mediante un modelo se demostrara una vida útil de 100 años. Ambos requisitos eran independientes y había que demostrarlos simultáneamente sin que se pudiera derivar que el cumplimiento de los 100 culombios era suficiente evidencia de una vida útil de 100 años.

El enfoque que se presentó para demostrar ambos requisitos fue diferente:

- Por un lado basándose en la equivalencia de los culombios en el ensayo ASTM 1202 y los valores de resistividad, se propuso sustituir el control continuo de la evolución de las mezclas por la medida de la resistividad que debido a su carácter de medida no destructiva permite hacer el seguimiento en el tiempo en la misma probeta.
- Por otro se propuso realizar medidas de difusión natural que no estaban previstas para poder introducir parámetros reales en un modelo basado en la ley de Fick de la difusión y
- Debido a la relación entre la resistividad y los coeficientes de difusión aparentes se pudo confirmar que el factor de edad de la resistividad es equivalente al de la medida a diversas edades del método de difusión natural y a si mismo permite calcular la vida útil obteniéndose en general valores muy similares.

Así pues, aunque se ha utilizado una metodología distinta en paralelo a la especificada en el pliego de condiciones del hormigón. La comparación constante ha permitido comprobar que la resistividad es un método muy adecuado para el control en obra de la durabilidad del hormigón.

5.1 Relación entre culombios, resistividad y coeficiente de difusión.

La relación entre los culombios obtenidos en el ensayo ASTM 1202 y la resistividad se muestra en la figura 11 para una de las mezclas. En general el coeficiente de regresión es muy alto. La relación obtenida es:

$$\rho(\Omega \cdot m) = 200000 \cdot Q(\text{culombios}) \quad (5)$$

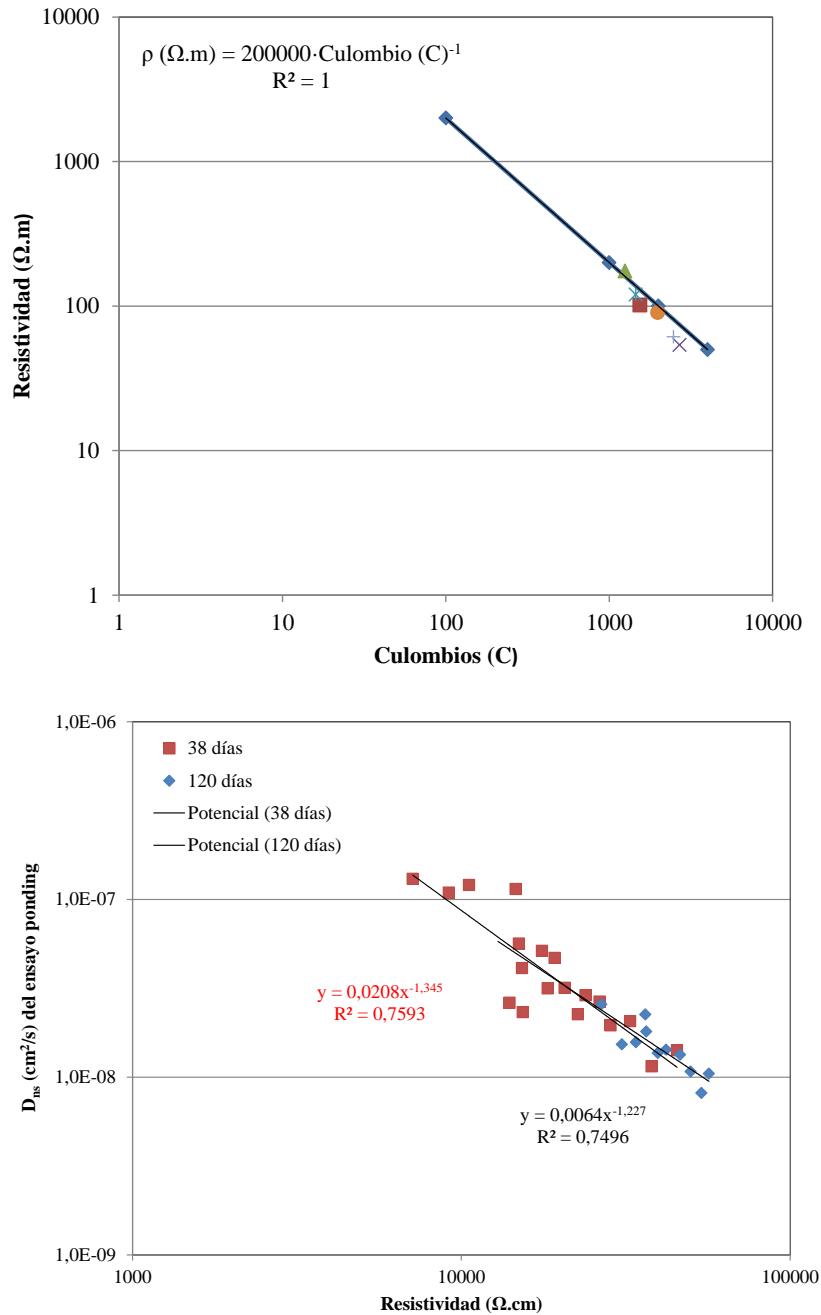


Figura 11. Arriba: relación entre los culombios y al resistividad y abajo: relación entre resistividad y coeficiente de difusión aparente de las mezclas ensayadas a 38 y 120 días.

En cuanto al coeficiente de difusión aparente, D_{ns} , la relación obtenida se deriva de la ecuación de Einstein entre difusividad y conductividad (Andrade et. al. 2011; ASTM C1543; Andrade y Whiting 1996) y se muestra en la parte derecha de la figura 11. Se puede comprobar que también tiene un coeficiente de regresión aceptable. Es importante hacer notar que la relación básica de Einstein aporta una pendiente de -1 y aquí la pendiente obtenida es >1 debido a que se trata del coeficiente aparente que tiene en cuenta la reacción de los cloruros, ya que el coeficiente efectivo da una pendiente de -1, confirmando la posibilidad de la aplicación de esta ley básica como se avanzó en el trabajo referenciado (Andrade, 1993). La diferencia entre las pendientes para la misma ordenada en el origen permite el cálculo del factor de reacción r del modelo de la resistividad que sin embargo, aquí se ha calculado mediante la ecuación (4).

5.2 Confirmación del empleo del factor de edad de la resistividad.

La viabilidad de uso del factor de edad obtenido de la evolución de la resistividad se ha realizado mediante su comparación con el coeficiente de difusión natural medido a 120 días (figura 7). En la figura 12 se muestran los resultados obtenidos mediante las dos vías de cálculo. Como se ha mencionado las mezclas A3 y P3 no se ensayaron más que a edades tardías. De las restantes mezclas la A56 no se tienen los resultados pero el resto da valores muy similares excepto en el caso de la mezcla P50 que ha resultado anómalamente alto el valor de la difusión a 120 días.

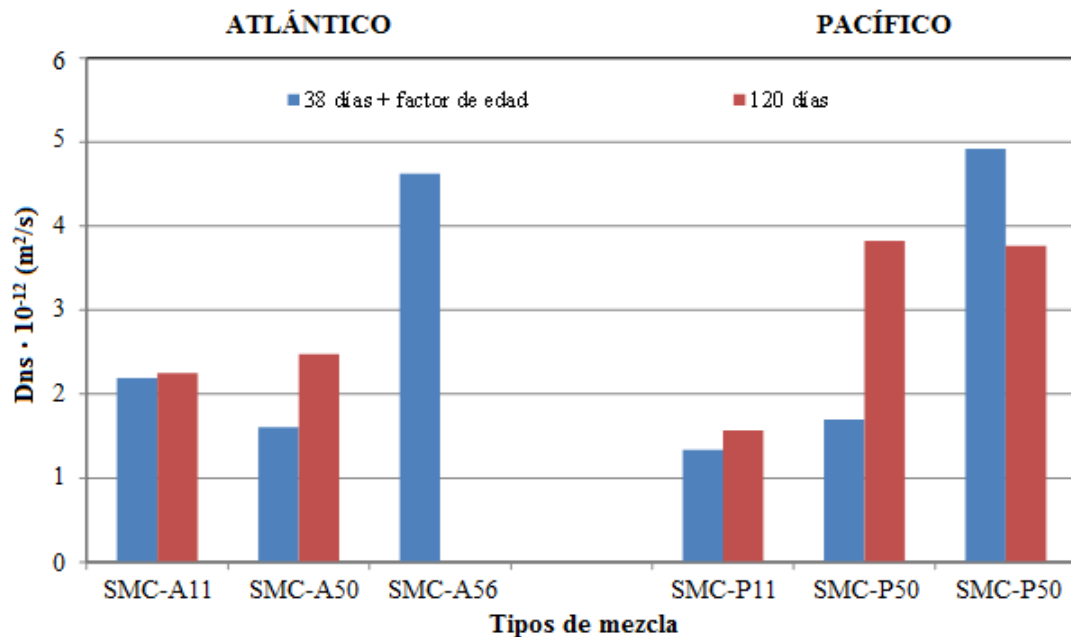


Figura 12. Valores del coeficiente de difusión aparente calculado mediante su valor medido a 30 días y extrapolado usando el factor de edad obtenido de la resistividad (tabla 3) y el valor del coeficiente obtenido realizando el ensayo de difusión natural a los 120 días.

5.3 Cálculo de la vida útil con el programa LIFEPRD y su comparación con el modelo de la resistividad.

El programa LIFEPRD es flexible y demanda pocos datos de entrada. Los valores obtenidos para las diversas mezclas se presentan en la figura 13. Se han estudiado tres recubrimientos: 100 mm, 125 mm y 150 mm y en la figura 13 se aportan los resultados solo de las dos cámaras donde hay un nivel de salinidad que puede llegar a ser peligroso y que se han denominado “alta y extra alta salinidad” (tabla 1). Con estos cálculos y partiendo del cumplimiento independiente de los 1000 culombios (equivalente a 200 $\Omega \cdot m$) mediante los resultados obtenidos se ha podido recomendar el recubrimiento necesario para cada salinidad o cámara.

Por otro lado también se han calculado las vidas útiles mediante el modelo de la resistividad (ecuación 3) usando solo el periodo de iniciación pues el estado límite definido por la ACP es la ausencia de corrosión a los 100 años. Como puede comprobarse en la figura 14 donde se presentan diversos tanteos, los resultados de ambos modelos son muy similares y se alternan en su predicción más conservadora dando indistintamente más alto o más baja predicción. Ello es debido a que el modelo de la resistividad en su parte predictiva se ha basado en la raíz cuadrada del tiempo y que por tanto respeta la relación cuadrática entre distancia recorrida y tiempo.

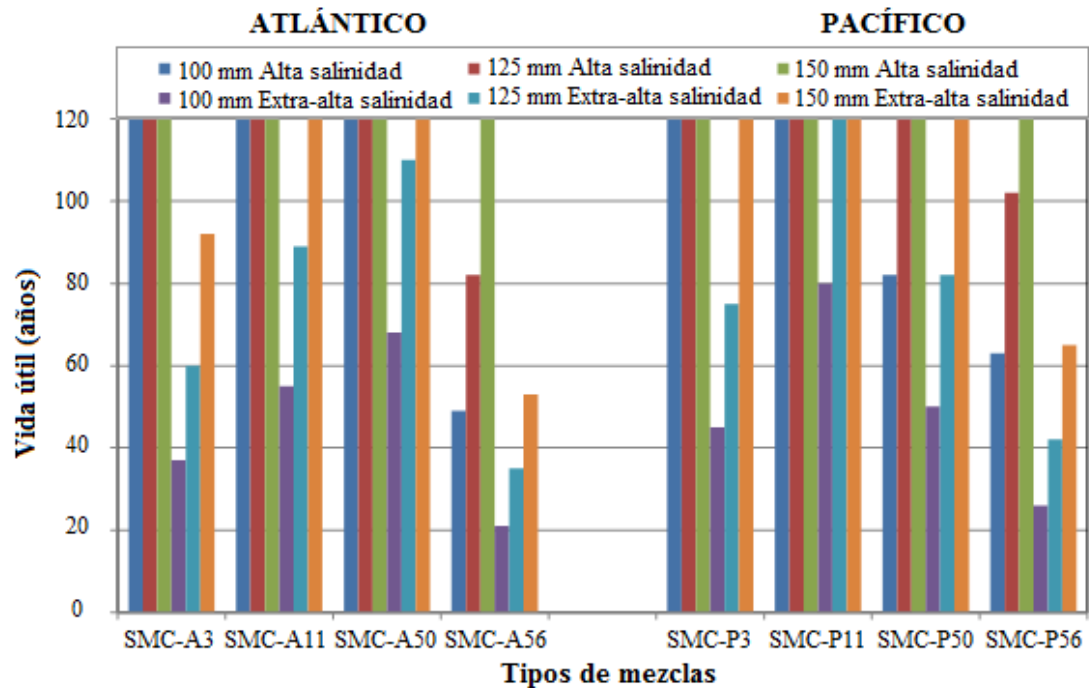


Figura 13. Vidas útiles calculadas con el programa LIFEPRD para las salinidades alta y extra-alta y tres espesores de recubrimiento.

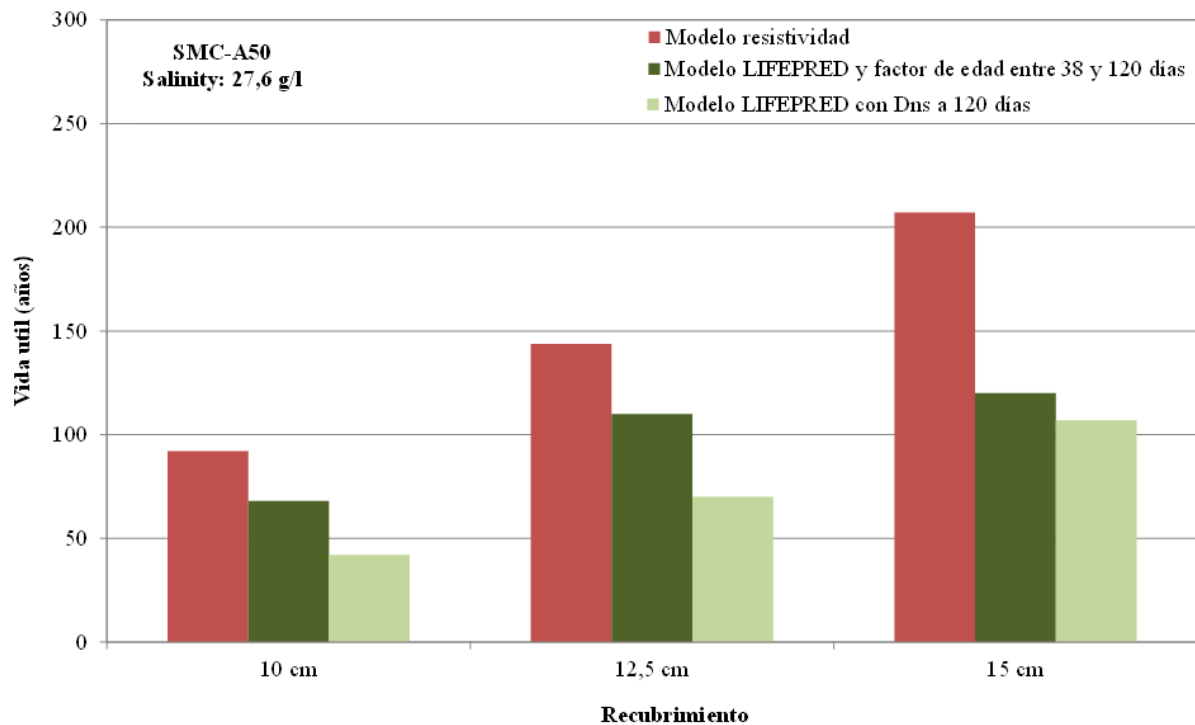
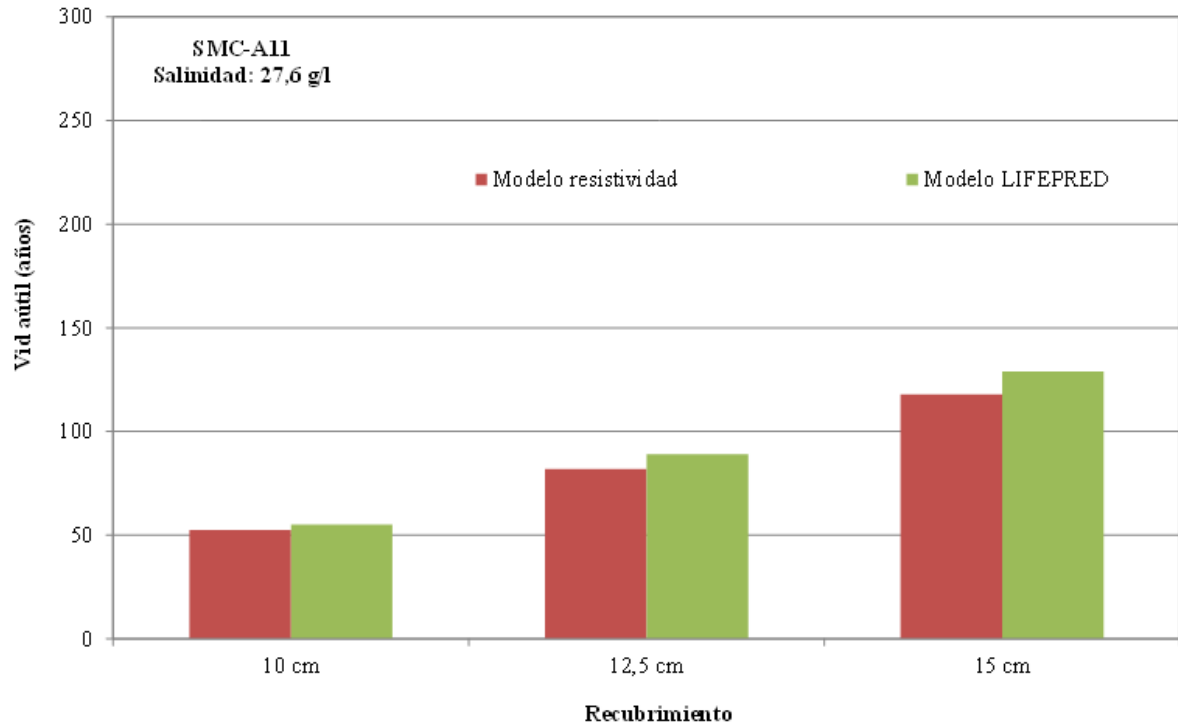


Figura 14. Izquierda: comparación de los modelos LIFEPROD y resistividad para la mezcla A11 y Derecha: comparación de los modelos usando tanto el valor del D_{ns} tanto a 38 días + factor de edad como el obtenido directamente a 120 días.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se pueden obtener de los ensayos realizados se pueden resumir:

1. Existe una relación entre los culombios del ensayo ASTM 1202, la resistividad y el coeficiente de difusión aparente que permiten relacionar los dos requisitos esenciales de durabilidad mencionados en el Pliego de Condiciones del Hormigón: los culombios y la vida útil prevista.
2. La vida útil puede cumplirse en función de la salinidad y el espesor del recubrimiento.
3. El control continuo con la medida de la resistividad es una herramienta que simplifica mucho el control de calidad al ser una medida de carácter no destructivo.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al GUPC las facilidades dadas para la realización de los trabajos y a la empresa CICP y a la ACP por su disposición hacia la introducción de nuevos conceptos en los cálculos de la vida útil. Igualmente los autores del CSIC agradecen al Ministerio de Educación y Ciencia (ahora Ministerio de Economía y Competitividad) la financiación otorgada para el proyecto Consolider-SEDUREC: *Seguridad y durabilidad de estructuras de construcción* que ha permitido alguno de los desarrollos básicos del programa LIFEPRD.

8. REFERENCIAS

- Andrade C. and Tavares F. LIFEPRD. Service Life prediction program. 2012.
- Andrade C. 2004, *Calculation of initiation and propagation periods of service-life of reinforcements by using the electrical resistivity*. International Symposium on Advances in Concrete through Science and Eng., RILEM Symposium, March 22-24, Evanston (Illinois, USA).
- Andrade C., Castellote M., D'Andrea R. (2011), *Measurement of ageing effect of chloride diffusion coefficients in cementitious matrices*- Journal of Nuclear Materials, 412. 209-216.
- Andrade C., Whiting D. (1996), *A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration*. Materials and structures, RILEM, vol 29, October, pp476-484.
- Andrade, C. (1993). *-Calculation of chloride diffusion-coefficients in concrete from ionic migration measurements*. -Cement and Concrete Research 23(3): 724-742.
- Andrade, C., J. L. Sagrera, et al. (2000). *Several years study on chloride ion penetration into concrete exposed to Atlantic Ocean water*. 2nd International Rilem Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete 19: 121-134.
- ASTM 1202 (2010). Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to resist Chloride Ion Penetration. Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM C1543- 10a Standard Test Method for Determining the Penetration of Chloride Ion into Concrete by Ponging
- Baroghel-Bouny V., Wang X. and Thiéry M. (2010), *Prediction of chloride binding isotherms by analytical model or numerical inverse analysis-Proceedings of the 2nd Symposium on Service Life Design for Infrastructures*. (DBMC Service life). Delft University of Technology. October.
- Crank J., 1975 - *The mathematics of diffusion*- Ed. Oxford University.

- Gulikers, J. (2004), “*Critical evaluation of service life models applied on an existing marine concrete structure*”. -NORECON Seminar 2004: Repair and Maintenance of Concrete Structures, Copenhagen April 19-20, (2004).
- Mangat, P.S., Molloy, B.T. (1994), *Predicting of long term chloride concentration in concrete. Materials and Structures*, 27, 338-346.
- Saetta A., Scotta R., Vitaliani R. (1993), *Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete* - ACI Materials Journal 90, 441–451.
- Sagüés A.A. (2003), *Modeling the Effects of Corrosion on the Lifetime of Extended Reinforced Concrete Structures*, Corrosion, October 854-866.
- Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) n° 4-82. Stockholm.



Investigação da resistência à compressão e da resistividade elétrica de concretos com diferentes tipos de cimento

R. A. Medeiros-Junior¹, M. G. Lima¹, M. H. F. Medeiros², L. V. Real²

¹Departamento de Engenharia Civil, Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), Brasil.

²Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná (UFPR), Brasil.

RESUMO

Nesse estudo foi possível observar a influência de quatro tipos de cimento brasileiros na resistência à compressão e na Resistividade Elétrica Superficial (RES) de amostras de concreto. Foram analisadas três relações água/cimento, o que resultou em doze distintas dosagens. Os resultados mostraram que os tipos de cimentos tem influência direta em ambos os ensaios. De maneira geral, quando comparado com uma série de referência, os cimentos com adição de escória de alto forno e pozolanas apresentaram redução na resistência à compressão do concreto, porém ganho na RES. O cimento com adição de pozolana é o que apresenta o maior ganho de resistência à compressão no tempo, embora tenha o menor valor absoluto. Os resultados também indicaram que a RES cresce com o tempo de ensaio e diminui com o aumento da relação a/c do concreto. Foi encontrada uma boa correlação entre os ensaios, com R^2 variando de 0,823 a 0,999.

Palavras chaves: resistência à compressão; resistividade elétrica superficial; cimentos; escória de alto forno; pozolana.

ABSTRACT

This work studied the influence of four Brazilian types of cement on the compressive strength and electrical resistivity in samples of concrete. Three water/binder ratios were analyzed, which led to the preparation of twelve different samples. The results show that the types of cement has a direct influence on both tests. In general, compared to a reference, the cements with additions of blast furnace slag and pozzolans reduced the strength, but increased the electrical resistivity. It was also observed that the cement with pozzolan showed the highest gain in strength with time, although it resulted in the lowest absolute value. The results also indicated that the electrical resistivity increases with time and decreases with higher water/binder ratios. A good correlation was found between the mentioned tests with R^2 ranging from 0.823 to 0.999.

Keywords: compressive strength; electrical resistivity; cements; blast furnace slag; pozzolan.

Autor de contacto: Ronaldo A. de Medeiros-Junior (ronaldodemedeirosjr@yahoo.com.br)

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4.i2.21>

Artículo recibido el 12 de febrero de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de mayo de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2014.

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 2, Mayo – Agosto 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@email.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 mayo 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

O ensaio de resistência à compressão é bastante utilizado na engenharia para controle de obra e verificação do dimensionamento do concreto. A Norma Brasileira (NBR 12655, 2006), por exemplo, estabelece como critério para controle de aceitação do concreto os ensaios de resistência à compressão e de consistência (abatimento do tronco de cone). Sabe-se que alguns fatores interferem nessa propriedade do concreto endurecido, como a quantidade de água, o tipo de agregado, a condição de cura e a idade da amostra (Silva, 2009; Helene, 2011; Solís et al, 2012; Medeiros et al, 2012; Gayarre et al, 2014). No Brasil, é comum a utilização de diferentes tipos de cimentos nas construções e, devido a inclusão de adições minerais na própria fabricação, esses cimentos apresentam composições químicas e físicas distintas entre si, resultando em diferentes propriedades do concreto, inclusive com alterações na resistência mecânica.

Apesar da importância desse ensaio, a necessidade de inserir o fator durabilidade no dimensionamento tem estimulado o desenvolvimento de novos modelos (Andrade, 2004) para a predição da vida útil de estruturas de concreto. Para isso, o uso de dados provenientes de ensaios não destrutivos é incentivado. Sabe-se que a resistividade elétrica é um parâmetro relacionado com a permeabilidade, e conseqüentemente, com a resistência do concreto à penetração de agentes agressivos, tais como o dióxido de carbono e os cloretos (Andrade e D'Andrea, 2011).

A Resistividade Elétrica Superficial (RES) pode ser monitorada no tempo através de métodos de ensaios não destrutivos, de baixo custo e de fácil execução. O método dos quatro pontos, também conhecido como método de Wenner, consiste na técnica mais conhecida e empregada para a obtenção da RES do concreto (Andrade e D'Andrea, 2011; Lübeck et al, 2012). Trata-se de um parâmetro interessante para uso na modelagem de vida útil de estruturas de concreto, principalmente devido à praticidade de execução. A característica não destrutiva do ensaio permite a sua contínua reprodução para monitoramento da qualidade do concreto, sem comprometer a integridade física da estrutura.

Diversos estudos (Alonso et al, 1988; Andrade et al, 1996; Gulikers, 2005; Ghods et al, 2007) consideram a RES como um fator importante que afeta a velocidade ou taxa de corrosão das armaduras do concreto.

A resistividade indica a habilidade do material em transportar cargas elétricas. Esse parâmetro é definido como o inverso da condutividade (Halliday e Resnick, 1994). Portanto, é de se esperar que cimentos com adições diferentes em sua composição influenciem nas medidas de RES.

Sendo assim, o objetivo deste estudo foi analisar a influência de quatro tipos de cimento brasileiros na resistência à compressão e na RES de amostras de concreto, buscando uma correlação entre esses ensaios.

Outros autores (Santor et al, 2012) realizaram ensaios de resistividade elétrica em amostras de concreto com diferentes tipos cimento, porém com a intenção de avaliar a influência de materiais de proteção. Em suas análises, esses autores não utilizaram cimento com escória de alto forno e ficou claro nos resultados que o tipo de cimento altera a resistividade elétrica do concreto.

Alguns outros estudos (Pereira, 2001; Tessari, 2001; Crauss, 2010) também já verificaram variações na resistência à compressão do concreto de acordo com o tipo de cimento utilizado. Porém, não foram encontrados trabalhos que avaliem a influência de uma variedade considerável de tipos diferentes de cimentos, mantendo-se todos os outros parâmetros do concreto constantes, inclusive sem a utilização de aditivos químicos, como o proposto pelo presente artigo.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram moldados corpos de prova cilíndricos (100 mm de diâmetro por 200 mm de altura) e cúbicos (arestas de 250 mm) para realização dos ensaios de resistência à compressão e Resistividade Elétrica Superficial (RES), respectivamente. A preparação dos corpos de prova utilizados no ensaio de resistência à compressão foi realizada conforme Normas Brasileiras (NBR 5738, 2003; NBR 5739, 2007). A escolha da dimensão dos corpos de prova utilizados no ensaio de RES foi baseada nas recomendações de outro estudo (Gowers e Millard, 1999), que leva em consideração as dimensões mínimas necessárias para que as linhas de correntes geradas pelo equipamento no interior do concreto se fechem e, dessa forma, não ocasionem alterações nos valores obtidos durante o ensaio. Os materiais e as proporções utilizadas são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Dosagens das amostras de concreto investigadas.

Cimento	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (kg)
CP II-F 32	420	588	882	168
CP II-F 32	420	588	882	210
CP II-F 32	420	588	882	252
CP III 40 RS	420	588	882	168
CP III 40 RS	420	588	882	210
CP III 40 RS	420	588	882	252
CP IV 32	420	588	882	168
CP IV 32	420	588	882	210
CP IV 32	420	588	882	252
CP V ARI	420	588	882	168
CP V ARI	420	588	882	210
CP V ARI	420	588	882	252

É possível observar na Tabela 1 que foram moldados corpos de prova para doze dosagens distintas de concreto, que diferem entre si pela quantidade de água (relações a/c de 0,4, 0,5 e 0,6) e pelo tipo de cimento (4 tipos). Todas as outras proporções foram mantidas constantes entre as diferentes dosagens investigadas. O tamanho máximo do agregado foi de 9,5 mm. Não foram utilizados aditivos químicos em nenhuma das amostras de concreto, por se acreditar que este tipo de material pode introduzir mudanças na resistividade elétrica do compósito cimentício.

Quatro tipos de cimento disponíveis comercialmente no Brasil foram utilizados. Esses materiais possuem composições químicas diferentes devido à presença ou não de adições. As seguintes Normas Brasileiras regem a especificação dos cimentos utilizados neste estudo: (a) CP II-F 32 - cimento Portland composto - especificação (NBR 11578, 1991); (b) CP III 40 RS - cimento Portland de alto-forno (NBR 5735, 1991) e cimentos Portland resistentes a sulfatos (NBR 5737, 1992); (c) CP IV 32 - cimento Portland pozolânico (NBR 5736, 1991); e (d) CP V ARI - cimento Portland de alta resistência inicial (NBR 5733, 1991).

As Tabelas 2 e 3 apresentam os limites da normalização vigente brasileira para as características química, física e mecânica dos cimentos utilizados no presente estudo.

Tabela 2. Propriedades químicas (% em massa) dos cimentos utilizados – limites de normas.

Propriedades	CP II-F	CP III RS	CP IV	CP V ARI
Clínquer + sulfatos de cálcio	94-90	40-25	85-45	100-95
Escória granulada de alto forno	-	60-70	-	-
Material pozolânico	-	-	15-50	-
Material Carbonático	6-10	0-5	0-5	0-5
Óxido de magnésio (MgO)	≤ 6,5	-	6,5	6,5
Trióxido de enxofre (SO ₃)	≤ 4,0	4,0	4,0	*
Perda ao fogo	≤ 6,5	4,5	4,5	4,5
Resíduos insolúveis	≤ 2,5	1,5	-	1,0
Anidrido carbônico (CO ₂)	≤ 5,0	3,0	3,0	3,0

* Se C₃A do clínquer – 8%, SO₃ = 3,5%; Se C₃A do clínquer > 8%, SO₃ = 4,5%.

Tabela 3. Propriedades físicas e mecânicas dos cimentos utilizados – limites de normas.

Propriedades	CP II-F	CP III RS	CP IV	CP V ARI
Resíduo na peneira 75µm (%)	≤ 12	≤ 8	≤ 8	≤ 6
Área específica (m ² /kg)	≥ 260	-	-	≥ 300
Início de pega (h)	≥ 1	≥ 1	≥ 1	≥ 1
Fim de pega (h)	≤ 10**	≤ 12**	≤ 12**	≤ 10**
Expansibilidade a quente (mm)	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5
Expansibilidade a frio (mm)	≤ 5**	≤ 5**	≤ 5**	≤ 5**
Resistência à compressão – 3 dias (MPa)	≥ 10	≥ 12	≥ 10	≥ 24
Resistência à compressão – 7 dias (MPa)	≥ 20	≥ 23	≥ 20	≥ 34
Resistência à compressão – 28 dias (MPa)	≥ 32	≥ 40	≥ 32	-

** Exigências facultativas.

Após a moldagem, os corpos de prova utilizados no ensaio de resistência à compressão permaneceram em câmara úmida (umidade relativa > 95%) para cura até as datas dos ensaios (7, 28 e 91 dias). As amostras usadas no ensaio de RES ficaram por um período de 28 dias na mesma câmara úmida. Passado esse período, foram realizados os primeiros ensaios de RES. Posteriormente, essas amostras permaneceram em ambiente de laboratório (temperatura 22 ± 3 °C e umidade relativa ± 65%) até a idade de 91 dias, quando foram realizados novos ensaios de resistividade.

A resistência à compressão de cada corpo de prova foi determinada segundo a Norma Brasileira vigente no Brasil (NBR 5739, 2007). Para tal, foi utilizada uma prensa hidráulica, equipada com sistema de pratos com 200 toneladas de capacidade para aplicação de carga.

Em relação ao ensaio de RES, foi executado o método dos quatro pontos. Um equipamento disponível comercialmente foi utilizado para o ensaio. O equipamento possui quatro contatos espaçados a igual distância ($d = 0,05$ m). Ao ser posicionado sobre a superfície do corpo de prova, uma corrente elétrica é aplicada entre os dois contatos externos. A diferença de potencial resultante é medida pelos dois contatos internos. O equipamento foi calibrado segundo as recomendações do fornecedor antes da realização de cada medida.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resistência à compressão

A Fig. 1 apresenta os resultados do ensaio de resistência à compressão realizado nas doze amostras de concreto em 7, 28 e 91 dias.

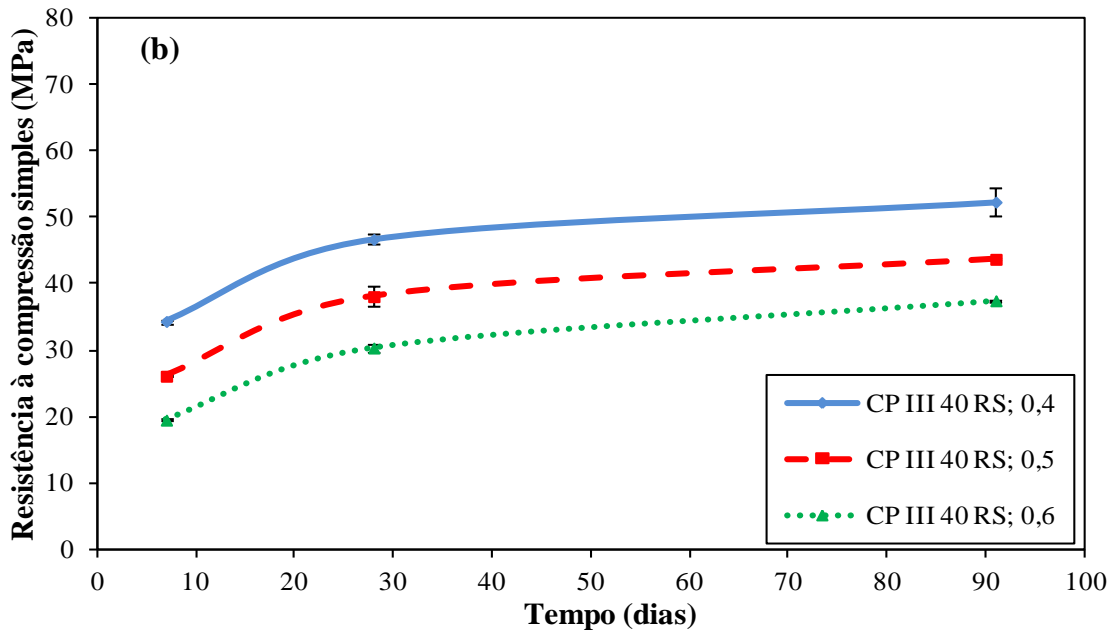
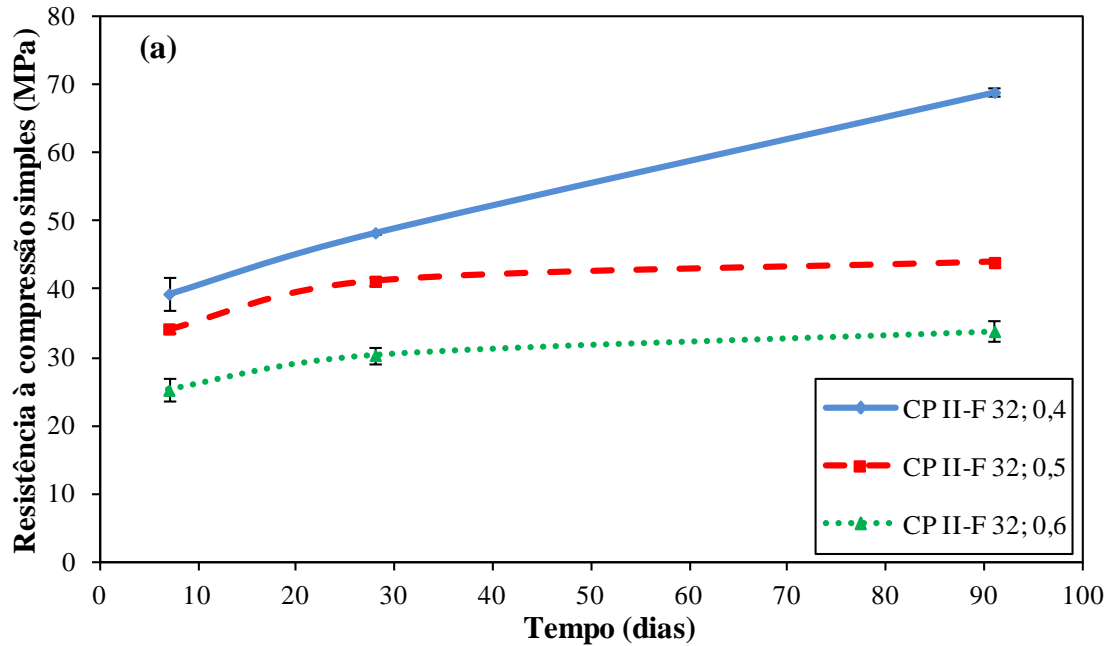
Os resultados da Fig. 1 comprovam que a resistência à compressão do concreto diminui com o aumento de água na composição do concreto. Esse comportamento também foi identificado por outros autores na literatura (Mehta e Monteiro, 2005; Crauss, 2010; Ait-Mokhtar et al, 2013; Koenders et al, 2014). Alguns autores (Liu et al, 2013) observaram que esse comportamento também é válido para ensaios em pastas de cimento.

Conforme aumenta a idade das amostras de concreto, foi verificado um acréscimo na resistência à compressão. Para a amostra de concreto com cimento CP III 40 RS e relação a/c 0,4, por exemplo, a resistência aos 91 dias de idade foi 52,4% maior que a resistência do mesmo concreto aos 7 dias.

A Fig. 1 também indica que os tipos de cimentos tem influência na resistência do concreto. As amostras compostas por cimentos com maiores teores de adições (isto é, CP IV 32 e CP III 40 RS) apresentaram menores valores de resistência à compressão. Esses resultados estão de acordo com outros estudos (Khatib e Hibbert, 2005; Oner e Akyuz, 2007; Lübeck et al, 2012). No entanto, o diferencial do presente artigo é que a única variação entre as amostras é o tipo de cimento, o que permitiu verificar a influência direta das adições na resistência mecânica dos concretos, sem a interferência de outras variáveis, como os aditivos químicos, por exemplo.

Observa-se também que para as amostras com relação água/cimento de 0,5 e 0,6 e idades de 7, 28 e 91 dias, o cimento CP V ARI apresentou maiores valores de resistência à compressão do que os demais cimentos. Entretanto, o cimento CP II-F 32 superou a resistência do cimento CP V ARI para a condição: a/c=0,40 e 91 dias de idade. Ao se secar o concreto, a quantidade de água que não evapora – isto é, a água que reagiu com os compostos cimentícios e formou os produtos de hidratação – é cerca de $a/c \approx 0,23$ (Taylor, 1990). Porém, a relação água/cimento crítica, que permite que o cimento seja completamente hidratado, está entre 0,42 – 0,44. Isso ocorre porque a água também apresenta função física na reação de hidratação do cimento, originando espaço entre os grãos para que os produtos da hidratação possam se formar (Klein, 2012). Pode-se observar na Tabela 2 que o cimento CPV ARI possui menor teor de adições do que o CP II-F 32, ou seja, é mais puro e possui mais clínquer. Provavelmente por isso, o CP V ARI necessita de maior quantidade de água para dispersar os grãos e garantir a adequada reação de hidratação. Tal fato pode ter levado a maior resistência à compressão do CP II-F 32 aos 91 dias e a/c=0,40. Esse tipo de cimento, por ter menos clínquer, pode necessitar de menor quantidade de água para adequada dispersão e hidratação. De maneira geral, é provável que a resistência à compressão cresce à medida que são utilizados os seguintes tipos de cimento: CP IV 32, CP III 40 RS, CP II-F 32 e CP V ARI.

Apesar do cimento CP IV 32 apresentar os menores valores absolutos, o ganho de resistência à compressão (percentual em relação à idade de 7 dias) no tempo foi maior do que o aumento obtido pelas outras amostras. A Fig. 2 apresenta o crescimento percentual da resistência mecânica das amostras com o tempo.



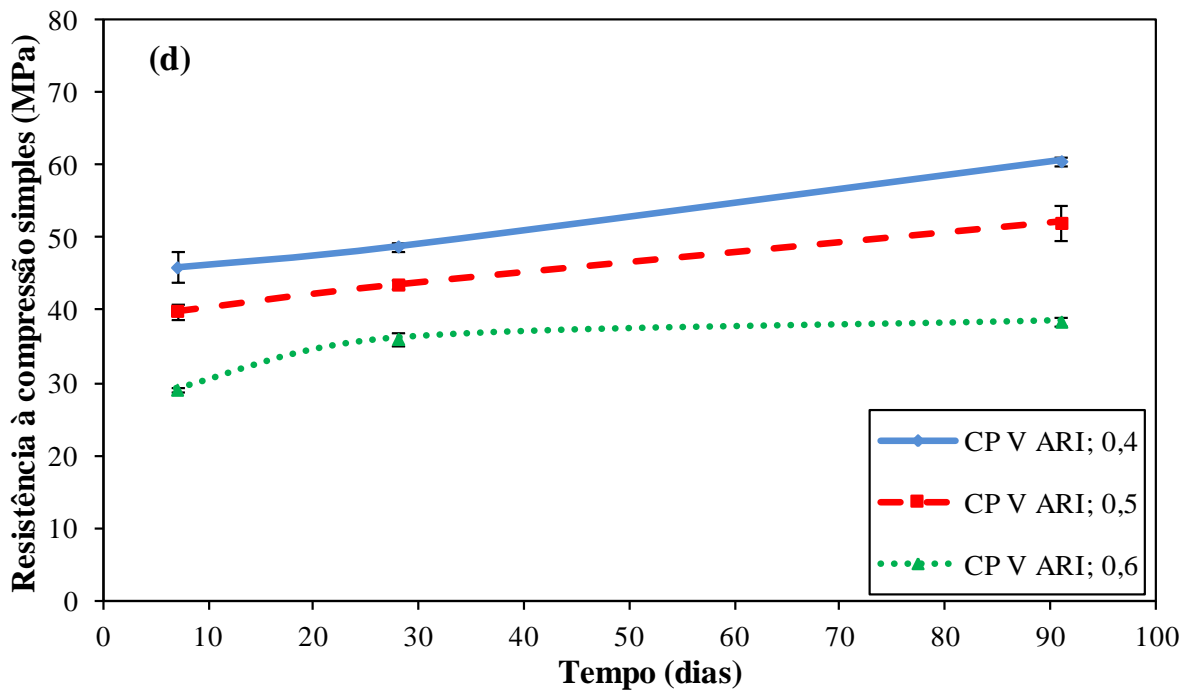
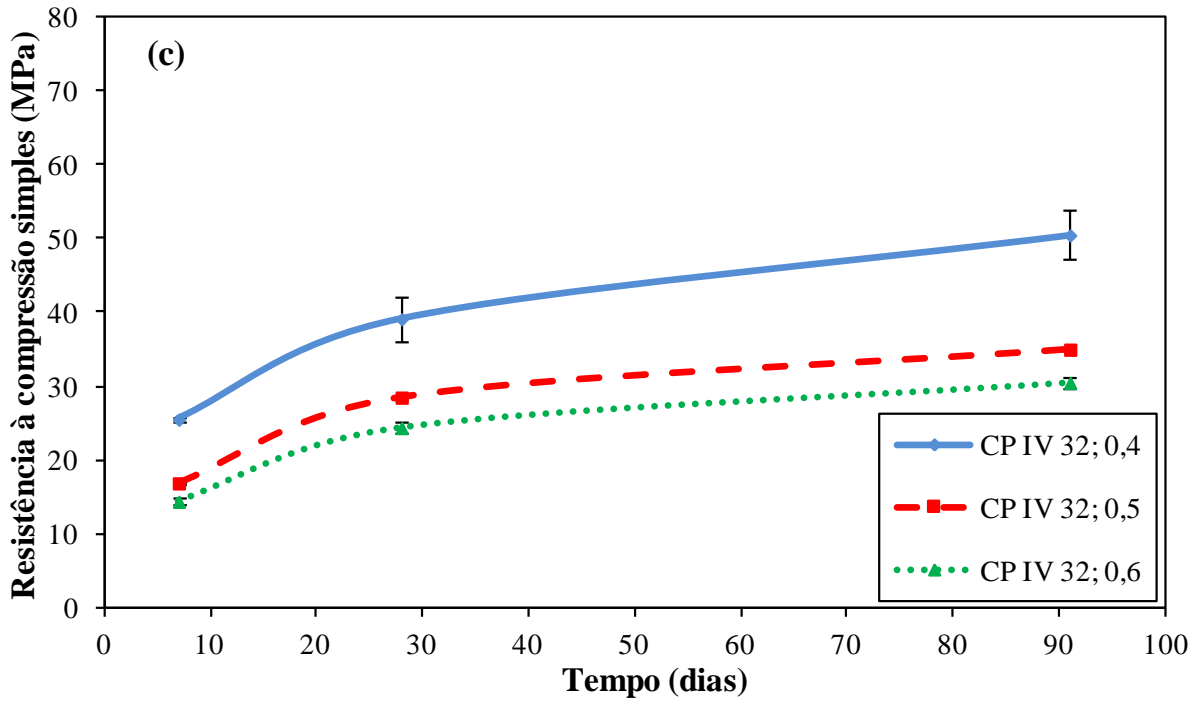


Figura 1. Resultados do ensaio de resistência à compressão: a) CP II-F 32; b) CP III 40 RS; c) CP IV 32; e d) CP V ARI.

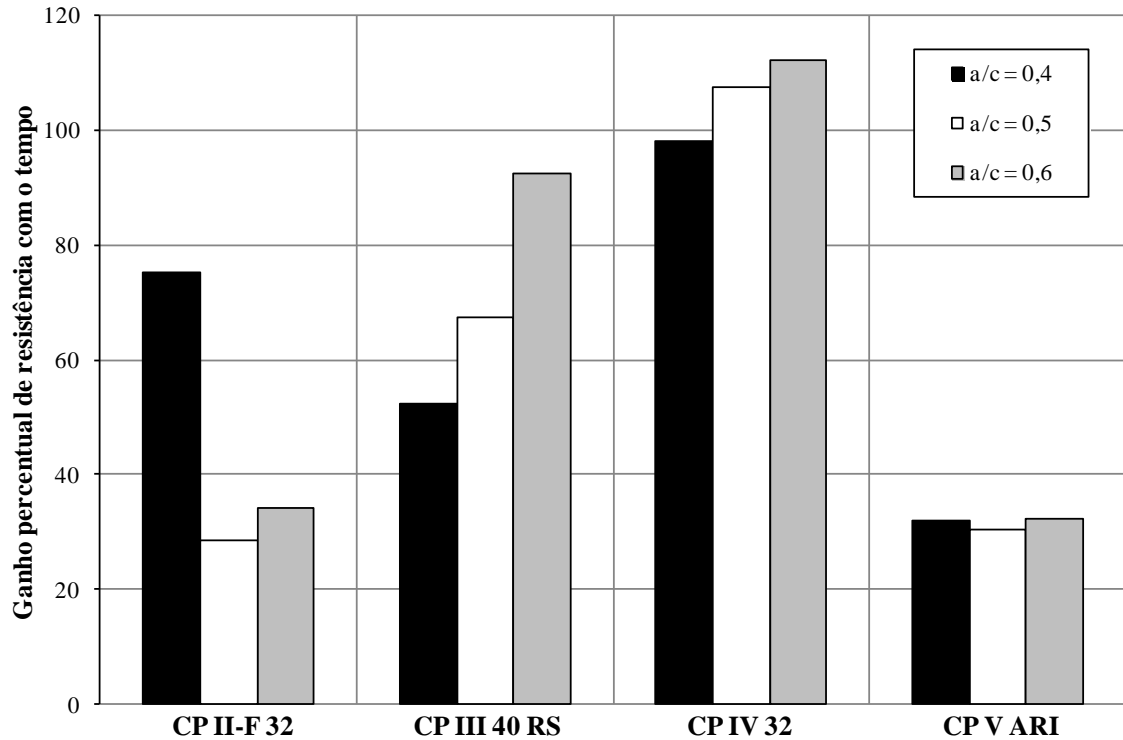


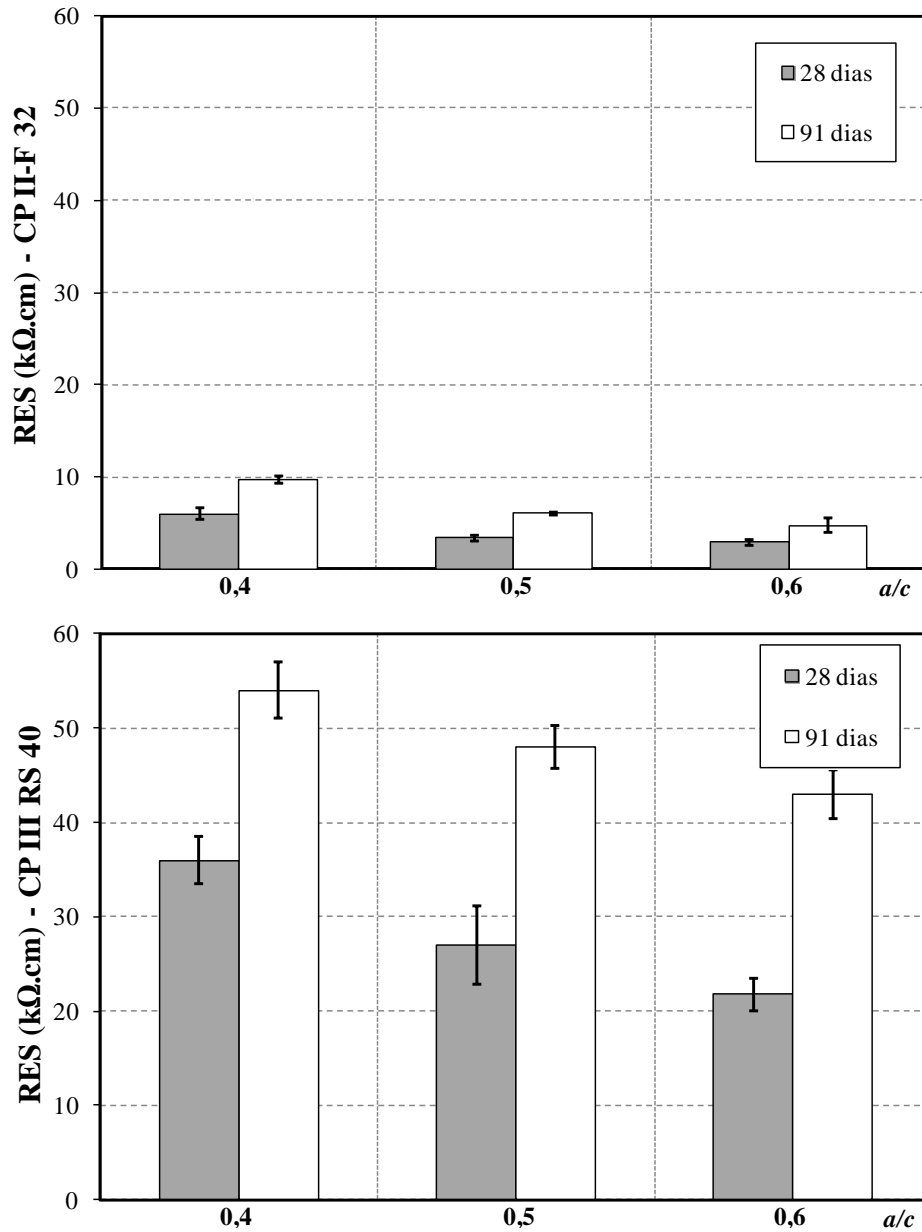
Figura 2. Variação percentual da resistência à compressão obtida de 7 para 91 dias.

Conforme a Fig. 2, as amostras com cimento CP IV 32 chegaram a obter variação na resistência à compressão de mais de 100%, ao comparar os resultados de 91 com 7 dias. Esse elevado ganho percentual se dá pois as reações de hidratação das adições são mais lentas do que as reações dos compostos do clínquer, porém progressivas. As amostras com cimento CP V ARI, por outro lado, apresentam elevada resistência inicial. Essa é uma característica do cimento CP V ARI e está relacionada com a elevada quantidade de clínquer presente na composição química do material (95 a 100%), como indica a Tabela 2. Apesar da alta resistência inicial, a Fig. 2 mostra que o cimento CP V ARI apresenta pouco ganho percentual de resistência com o tempo quando confrontadas com as demais amostras.

A Fig. 2 também mostra o ganho considerável (cerca de 75%) da amostra com cimento CP II-F 32 e relação a/c de 0,4. Conforme comentado antes, essa foi a amostra que apresentou maior valor absoluto de resistência à compressão.

3.2 Resistividade Elétrica Superficial (RES)

Foram determinadas a RES das amostras para as idades de 28 e 91 dias. Os resultados podem ser verificados na Fig. 3.



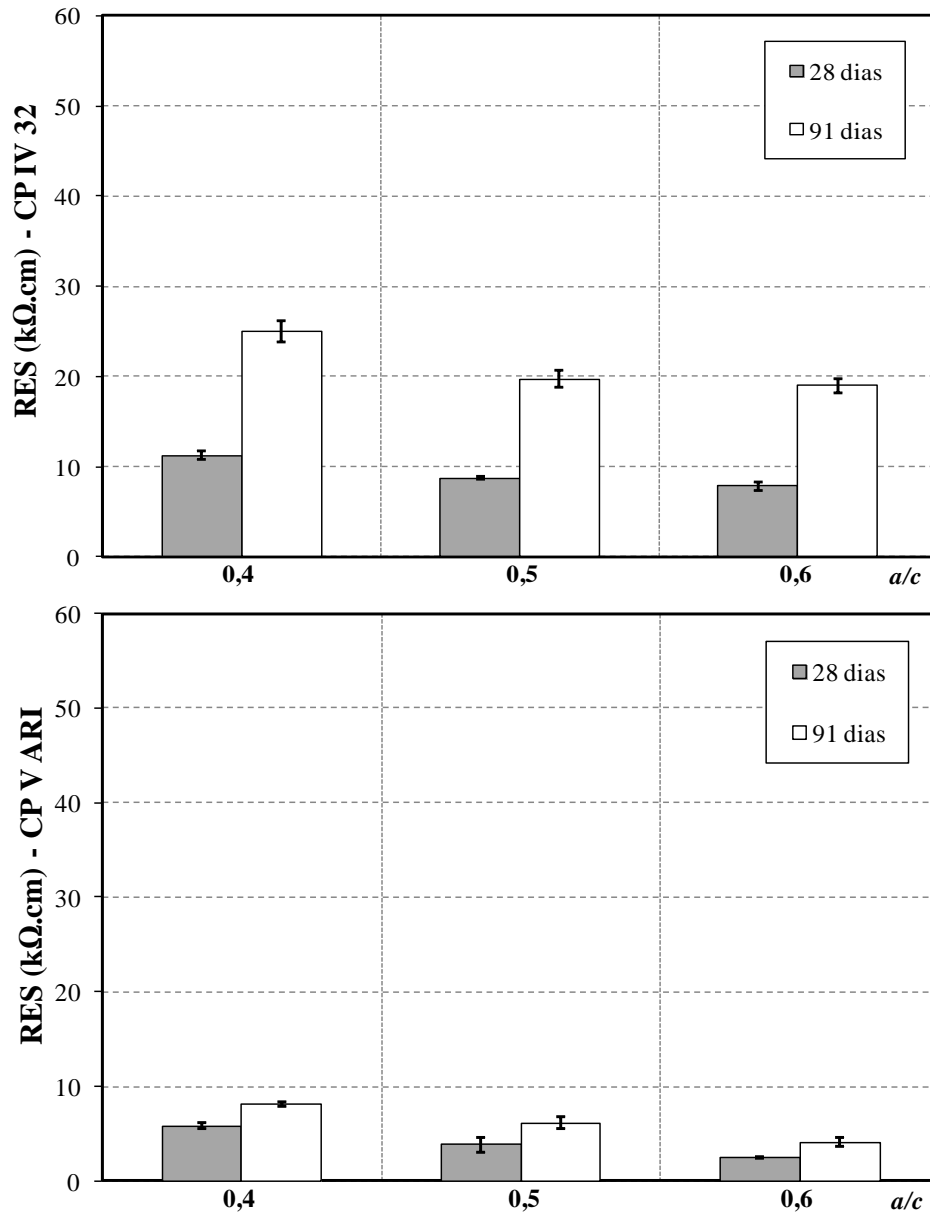


Figura 3. Resultados do ensaio de resistividade elétrica superficial.

De acordo com a Fig. 3, foi identificado um acréscimo da RES com o tempo de ensaio para todas as amostras estudadas, indicando que essa variável tende a crescer no tempo devido à hidratação do cimento e o endurecimento progressivo do concreto. Esse comportamento está de acordo com outros estudos (Andrade e D'Andrea, 2011; Presuel-Moreno et al, 2013). Esses autores verificaram que nas primeiras horas de idade, o concreto apresenta valores mais baixos de RES principalmente devido à formação de uma pasta em suspensão após a mistura do cimento com a água.

Outros autores (Baweja et al, 1997; CCAA, 2009) também identificaram o aumento da RES do concreto no tempo, mas chamam a atenção para um efeito paralelo de redução desse parâmetro com o aumento do ingresso de cloretos no concreto. Além disso, a presença de sulfato (SO_4^-) na matriz do cimento também contribui para reduzir esse valor (Saleem et al, 1996).

Ao analisar um mesmo tipo de cimento e mesma idade de ensaio, é possível observar que a RES decresce à medida que a relação a/c aumenta (Fig. 3). Esse comportamento pode ser explicado pelo fato da solução de poro na estrutura interna do concreto funcionar como um condutor. Sendo

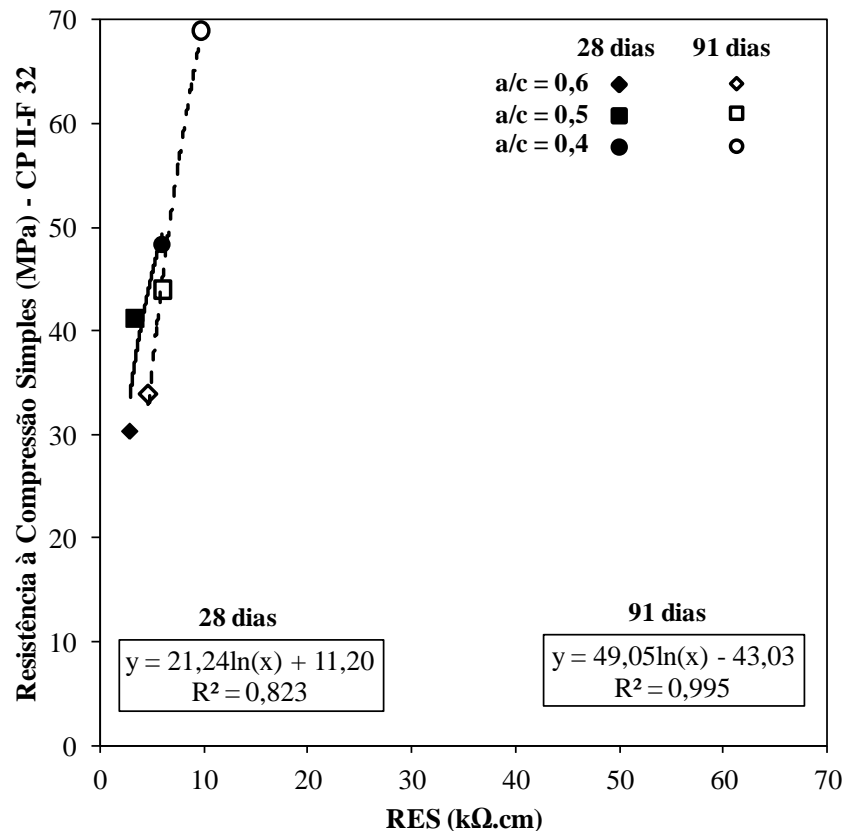
assim, quanto maior a quantidade de água nas amostras - combinado com a maior permeabilidade do meio, ambos provenientes da maior relação água/cimento, tem-se uma maior condutividade no interior do concreto, resultando em menores valores de RES. Esses resultados estão em acordo com outros trabalhos (Olsson et al, 2013).

Conforme a Fig. 3, observa-se que a RES para os concretos com cimento CP III 40 RS foram superiores a das outras amostras. Tal comportamento pode ser atribuído à quantidade considerável de adições de escórias de alto forno na composição do cimento CP III 40 RS - cerca de 60-70% (Tabela 2). Essas adições contribuem para refinar os poros da microestrutura do concreto, resultando em menor condutividade das amostras, o que conseqüentemente ocasiona em maiores valores de RES.

De acordo com a literatura (Liu et al, 2013), sabe-se que há uma relação inversa entre a porosidade capilar e a resistividade relativa – razão entre a resistividade do material pela resistividade da solução dos poros (ρ/ρ_0) - em amostras de pastas de cimento. Essa relação é alterada com o grau de hidratação do cimento. Segundo os resultados desses autores, quanto menor a porosidade capilar, maior a resistividade relativa das amostras. Outros estudos (Gesoglu e Özbay, 2007) mediram valores mais elevados de RES em amostras contendo escórias, ao comparar com concreto sem nenhuma adição.

Colaborando com as afirmações anteriores, segundo os resultados da Fig. 3, as amostras com cimento CP IV 32 foram as que obtiveram segundo melhor desempenho em termos de RES, comportamento explicado pela quantidade significativa de adições pozolônicas (15-50%) na composição do cimento (Tabela 2). Já os cimentos CP II-F 32 e CP V ARI apresentaram valores inferiores as demais amostras.

As Figs. 4 e 5 apresentam as correlações encontradas entre os resultados de resistência à compressão.



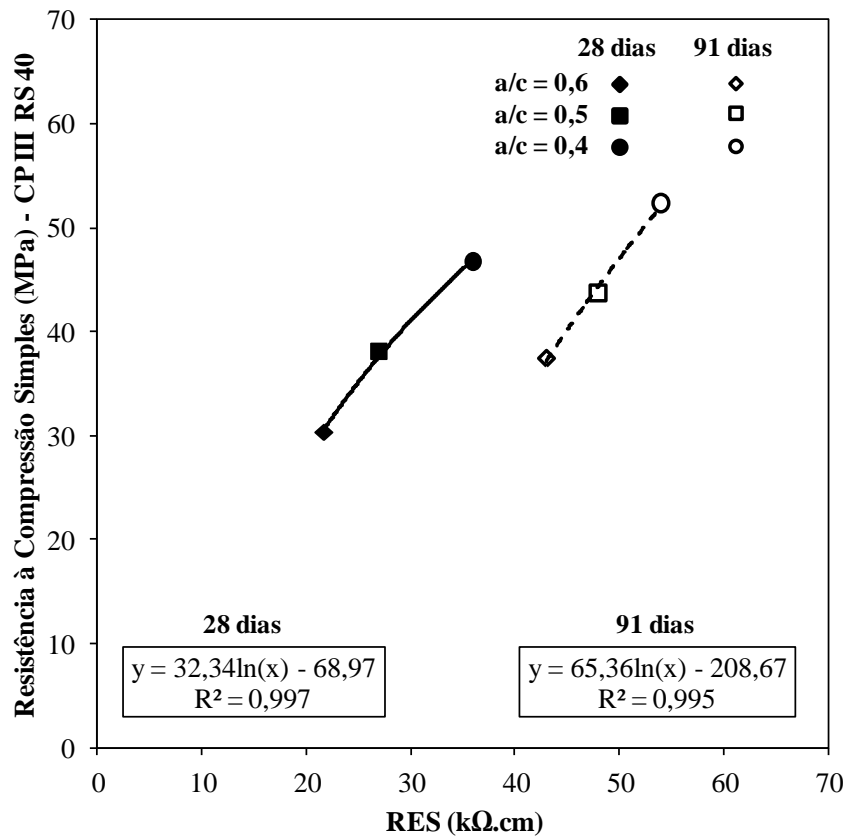
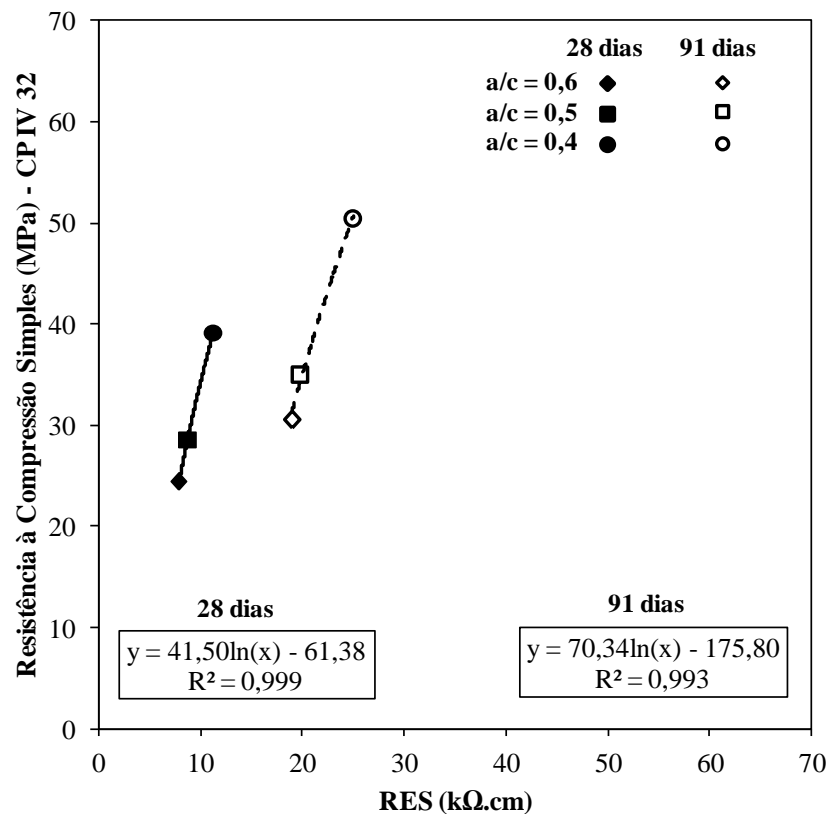


Figura 4. Correlação: resistência à compressão x resistividade elétrica - CP II-F 32 e CP III RS 40.



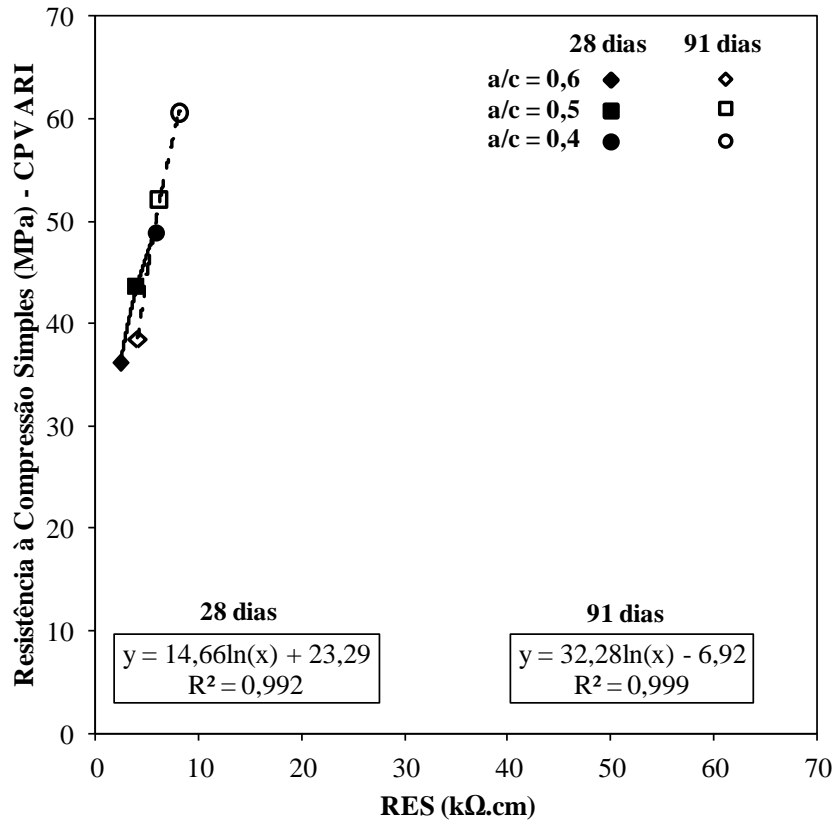


Figura 5. Correlação: resistência à compressão x resistividade elétrica - CP IV 32 e CP V ARI.

Conforme as Figs. 4 e 5, verifica-se que existe uma correlação entre a resistência mecânica e a RES do concreto, que é alterada com o tipo de cimento e com a idade do ensaio. Além disso, para todas as amostras, a curva de correlação que mais se ajustou aos dados foi do tipo logarítmica, com R^2 bastante próximos a 1. Porém, deve-se ressaltar que o número de amostras para determinação dessas correlações não é amplo, o que dificulta realizar afirmações mais precisas a respeito do comportamento dos dados.

Outros estudos (Andrade e D'Andrea, 2011) também encontraram um ajuste logarítmico para correlações entre a resistência mecânica e a RES de uma amostra de concreto. No entanto, não são mencionadas as características do concreto ensaiado no estudo citado.

De acordo com as Figs. 4 e 5, a RES das amostras cresce à medida que a resistência mecânica aumenta, conforme também observado na literatura (Dinakar et al, 2007; Lübeck et al, 2012). Isso significa que com o aumento da densidade da matriz do cimento, devido ao progresso da hidratação, ambos, resistência mecânica e elétrica, tendem a crescer para todas as amostras de cimento verificadas.

4. CONCLUSÕES

1. De uma maneira geral, mantendo todos os outros parâmetros do concreto constantes, a resistência do concreto cresce à medida que são utilizados os seguintes tipos de cimento: CP IV 32, CP III 40 RS, CP II-F 32 e CP V ARI. Ressalta-se que particularmente para relação a/c de 0,4 e idade de ensaio de 91 dias, o cimento CP II-F apresentou maior resistência que o cimento CP V ARI.

2. O cimento CP IV 32 mostrou um maior ganho de resistência (percentual em relação à idade de 7 dias) com o tempo dentre as demais amostras estudadas. Esse comportamento é atribuído a reações de hidratação mais lentas, porém progressivas, ocasionadas pela presença de adições pozolânicas no concreto.
3. Foi observado que a RES aumenta no tempo e com a redução da relação a/c para todos os tipos de cimentos analisados. Os maiores valores de RES foram encontrados para as amostras com cimento CP III 40 RS, com alto teor de escória de alto forno. Essa adição contribui para refinar os poros do concreto, reduzindo a condutividade do meio, e proporcionando maiores valores medidos de RES.
4. A resistência à compressão e a RES das amostras crescem com a idade do concreto. Foi encontrada uma correlação do tipo logarítmica para essas variáveis, com R^2 próximos a 1 em todos os casos que fizeram parte deste estudo.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) por fornecer apoio financeiro na elaboração deste estudo e ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA) por providenciar a infraestrutura necessária.

6. REFERÊNCIAS

- Ait-Mokhtar, A., Belarbi, R., Benboudjema, F., Burlion, N., Capra, B., Carcassès, M., Colliat, J.-B., Cussigh, F., Deby, F., Jacquemot, F., Larrard, T. de, Lataste, J.-F., Bescop, P. Le, Pierre, M., Poyet, S., Rougeau, P., Rougelot, T., Sellier, A., Séménadis, J., Torrenti, J. -M., Trabelsi, A., Turcry, P., Yanez-Godoy, H. (2013), “*Experimental investigation of the variability of concrete durability properties*”, Cement and Concrete Research, V.45, pp. 21-36.
- Alonso, C., Andrade C., González, J. A. (1988), “*Relation between concrete resistivity and corrosion rate of the reinforcements in carbonated mortar made with several cement types*”, Cement and Concrete Research, V.18, No. 5, pp. 687-698.
- Andrade, C. (2004), “*Calculation of initiation and propagation periods of service-life of reinforcements by using the electrical resistivity*” in: International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, RILEM Symposium. Evanston: Illinois (USA).
- Andrade, C., D’Andréa, R. (2011), “*La resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y de su durabilidad*”, Revista ALCONPAT, V.1, No. 2, pp. 93-101.
- Andrade, C., González, J. A., Feliú, S., Rodríguez, P., Ramírez, E., Alonso, C. (1996), “*Some questions on the corrosion of steel in concrete – Part 1: When, how and how much steel corrodes*”, Materials and Structures, V.29, No. 1, pp. 40-46.
- Baweja, D., Roper, H., Sirivivatnanon, V. (1997), “*Quantitative descriptions of steel corrosion in concrete using resistivity and anodic polarisation data*” in: V. M. Malhotra (Ed.), Proceedings 4th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, SP 170-3: pp. 41–63.
- CCAA - Cement Concrete & Aggregates Australia. (2009), “*Chloride Resistance of Concrete*”, Report, June.
- Crauss, C. (2010), “*Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria, Rio Grande do Sul: p. 100.
- Dinakar, P., Babu, K. G., Santhanam, M. (2007), “*Corrosion behavior of blended cements in low and medium strength concretes*”, Cement and Concrete Composites, V.29, No. 2, pp. 136–145.

- Gayarre, F. L., Pérez, C. L., López, M. A. S., Cabo, A. D. (2014), “*The effect of curing conditions on the compressive strength of recycled aggregate concrete*”, *Construction and Building Materials*, V.53, pp. 260–266.
- Gesoğlu, M., Özbay, E. (2007), “*Effects of mineral admixtures on fresh and hardened properties of self-compacting concretes: binary, ternary and quaternary systems*”, *Materials and Structures*, V.40, No. 9, pp. 923–937.
- Ghods, P.; Isgor, O. B., Pour-Ghaz, M. (2007), “*A practical method for calculating the corrosion rate of uniformly depassivated reinforcing bars in concrete*”, *Materials and Corrosion*, V.58, No. 4, pp. 265-272.
- Gowers, K. R., Millard, S. G. (1999), “*Measurement of concrete resistivity for assessment of corrosion severity of steel using wenner technique*”, *ACI Materials Journal*, V.96, M66, pp. 536–541.
- Gulikers, J. (2005), “*Theoretical considerations on the supposed linear relationship between concrete resistivity and corrosion rate of steel reinforcement*”, *Materials and Corrosion*, V.56, No. 6, pp. 393–403.
- Halliday, D., Resnick, R. (1994), *Fundamentos da física. Eletromagnetismo*. 3.ed., v. 3, (Rio de Janeiro: LCT).
- Helene, P. (2011), “*Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural*”, *Revista ALCONPAT*, V.1, No. 1, pp. 67-92.
- Khatib, J., Hibbert, J. J. (2005), “*Selected engineering properties of concrete incorporating slag and metakaolin*”, *Construction and Building Materials*, V.19, No. 6, pp. 460–472.
- Klein, N. S. (2012), “*El rol físico del agua em mezclas de cemento Portland*”, Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Koenders, E. A. B., Pepe, M., Martinelli, E. (2014), “*Compressive strength and hydration processes of concrete with recycled aggregates*”, *Cement and Concrete Research*, V.56, pp. 203–212.
- Liu, Z., Zhang, Y., Liu, L., Jiang, Q. (2013), “*An analytical model for determining the relative electrical resistivity of cement paste and C–S–H gel*”, *Construction and Building Materials*, V.48, pp. 647-655.
- Lübeck, A., Gastaldini, A. L. G., Barin, D. S., Siqueira, H. C. (2012), “*Compressive strength and electrical properties of concrete with white Portland cement and blast-furnace slag*”, *Cement and Concrete Composites*, V.34, No. 3, pp. 392-399.
- Medeiros, M. H. F., Pereira, E., Helene, P. (2012), “*Tratamento de superfície com silicato de sódio para concreto: penetração de cloretos e absorção de água*”, *Revista ALCONPAT*, V.2, No. 3, pp. 157-169.
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2005), *Concrete: microstructure, properties and materials*. 3^a Ed., (McGraw-Hill Professional).
- NBR 5733 (1991), “*Cimento Portland de alta resistência inicial. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 5735 (1991), “*Cimento Portland de alto-forno. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 5736 (1991), “*Cimento Portland pozolânico. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 5737 (1992), “*Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 5738 (2003), “*Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 5739 (2007), “*Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.

- NBR 11578 (1991), “*Cimento Portland composto - Especificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 12655 (2006), “*Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas*” – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- Olsson, N.; Baroghel-Bouny, V.; Nilsson, L.; Thiery, M. (2013), “*Non-saturated ion diffusion in concrete – A new approach to evaluate conductivity measurements*”, *Cement and Concrete Composites*, V.40, pp. 40-47.
- Oner, A. E., Akyuz, S. (2007), “*An experimental study on optimum usage of GGBS for the compressive strength of concrete*”, *Cement and Concrete Composites*, V.29, No. 6, pp. 505–514.
- Pereira, V. G. A. (2001), “*Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, p. 154.
- Presuel-Moreno, F., Wu, Y.-Y., Liu, Y. (2013), “*Effect of curing regime on concrete resistivity and aging factor over time*”, *Construction and Building Materials*, V.48, pp. 874-882.
- Saleem, M., Shameemt, M., Hussain, S. E., Maslehuddin, M. (1996), “*Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity Portland cement concrete*”, *Construction and Building Materials*, V.10, No. 3, pp. 209-214.
- Santor, M. S., Gastaldini, A. L. G., Crauss, C., dos Santos, G. T., Rossini, F. C. (2012), “*Influência de materiais de proteção na resistividade elétrica do concreto*”, *Revista ALCONPAT*, V.2, No. 1, pp. 47-57.
- Silva, B. A. (2009), “*Análise da influência do tipo de cura na resistência à compressão de corpos de prova de concreto*”, Trabalho de Graduação, Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA, São José dos Campos, São Paulo, p. 48.
- Solís, R. G., Moreno, E. I., Arjona, E. (2012), “*Resistencia de concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c*”, *Revista ALCONPAT*, V.2, No. 1, pp. 21-29.
- Taylor, H. F. W. (1990), *Cement chemistry* (London: Academic Press).
- Tessari, R. (2001), “*Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimento nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloreto*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, p. 114.



Comportamiento de las estructuras de madera construidas en la Estancia Jesuítica de Santa Catalina en el siglo XVII

J. L. Gómez¹, M. del C. Fernández Saiz¹, L. Papalardo¹.

¹ Taller de Investigación de Diseño Estructural, TIDE, Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i2.64>

Artículo recibido el 25 de febrero de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 13 de mayo de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2014.

RESUMEN

Este trabajo presenta el estudio de tipologías estructurales de madera utilizadas por los jesuitas en las construcciones de la Estancia de Santa Catalina, provincia de Córdoba. Se realizó la identificación macroscópica y microscópica de la madera utilizada en vigas y columnas, en la Universidad Nacional de Santiago del Estero. Se realizaron ensayos para conocer las características físicas y mecánicas en nuestro Laboratorio, y la verificación de resistencia y deformabilidad según la norma brasilera BR7190, para conocer el grado de seguridad de la estructura. Se estudiaron las estructuras reticuladas, relevando manifestaciones patológicas en los elementos estructurales y realizando un diagnóstico que permitió estimar el grado de seguridad de los mismos. En las conclusiones del trabajo, se destaca la durabilidad de la madera de más de 360 años de antigüedad. Se recomiendan actuaciones para la recuperación de las piezas deterioradas, y el mantenimiento de estas construcciones declaradas Patrimonio Cultural de la Humanidad.

Palabras clave: estructuras de madera; patrimonio; durabilidad.

ABSTRACT

This paper presents a study of wooden structural typologies used by the Jesuits in the "Estancia de Santa Catalina", Córdoba Province. The wood used in beams and columns was characterized at microscopic and macroscopic levels. Tests were carried out to determine the physical and mechanical characteristics; the soundness of the structure was evaluated by following the Brazilian standard BR7190 for the verification of the strength and deformability. We studied the reticulated structures, showing the pathological manifestations in the structural elements and making a diagnosis that allowed the estimation of their degree of safety. The study highlights the outstanding durability of the wood older than 360 years; it also recommends proceedings for the recovery of damaged parts and maintenance of these constructions that have been declared common heritage of mankind.

Keywords: wooden structures; patrimony; heritage durability.

Autor de contacto: M. del C. Fernández Saiz (mfernandezsaiz@yahoo.com.ar)

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 2, Mayo – Agosto 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 mayo 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. INTRODUCCIÓN

En el marco de las investigaciones realizadas en el Taller de Investigación de Diseño Estructural de la Facultad de Arquitectura de la UNC, se presenta este trabajo con el estudio de las tipologías estructurales de madera utilizadas por los jesuitas en la construcción de la Estancia Santa Catalina, provincia de Córdoba, declarada Patrimonio de la Humanidad en el año 2000. Esta Estancia, ubicada a 20 km de la ciudad de Jesús María, comprende entre otros, la iglesia, y la residencia con sus tres patios, ver Figura 1. En las áreas destinadas al servicio y las habitaciones, la construcción, característica de la época, consiste en gruesos muros de mampostería sobre los que apoyan estructuras de madera que soportan el paquete constructivo compuesto por bovedillas, mortero de asiento y tejas. Las tipologías empleadas son columnas, vigas inclinadas y vigas reticuladas. Para su análisis, se ha realizado primero la tipificación de la madera, y luego los ensayos para conocer sus características físico-mecánicas. Una vez investigada la conformación estructural, se resolvieron las estructuras con modernos procedimientos de análisis y se procedió a la verificación seccional siguiendo los lineamientos de la Norma brasilera BR 7190, determinando su grado de seguridad.

Del estudio del comportamiento estructural de estas tipologías de más de 360 años de antigüedad, se redactan recomendaciones de actuación orientadas a su conservación y mantenimiento.



Figura 1. Vista aérea de la estancia. Ubicación de la galería Patio de los esclavos

2. INVESTIGACIÓN DE LA CONFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE LA GALERÍA DEL PATIO DE LOS ESCLAVOS



Figura 2. Vistas galería Patio de los esclavos

La investigación tuvo por objeto reconocer el sistema estructural utilizado en la conformación de la cubierta de la galería del patio de los esclavos (también denominado patio de servicio), como se indica en la Figuras 1 y 2.

2.1 Determinación de la conformación de cubierta, y análisis de cargas

Se identificaron los materiales que conforman la cubierta y sus correspondientes espesores: teja muslera (100 kg/m²), mortero de cemento (63 kg/m²), tejuela de 3cm espesor (42 kg/m²), alfajías de 8,5 x 1,5 cm (35.10 kg/m²), ver Figura 3.

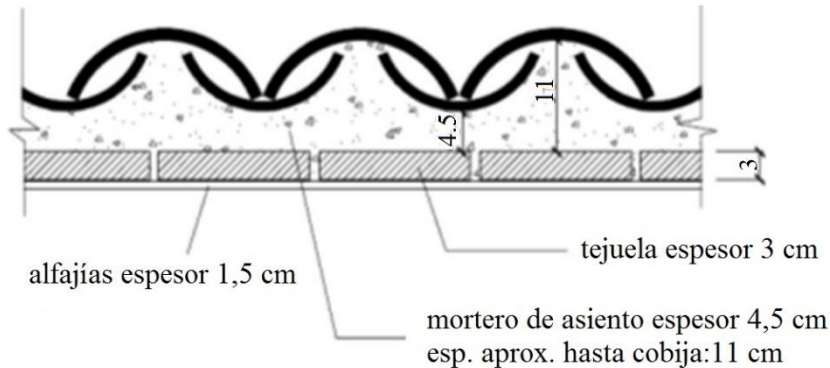


Figura 3. Detalle de cubierta

Se realizó el análisis de cargas permanentes $g = 209.80 \text{ kg/m}^2$, y variables, $p = 23 \text{ kg/m}^2$. Se determinó la carga sobre cabios: de cubierta por área de influencia (ver esquema estructural de Figura 4) más peso propio de los cabios de $12.5 \times 15 \text{ cm}$. Para el cálculo de solicitaciones se mayoraron las cargas con la combinación (1) según Norma brasilera BR 7190.

$$q_c = 1.3 \times 172.10 + 1.4 \times 16 = 246.13 \text{ kg/m} \quad (1)$$

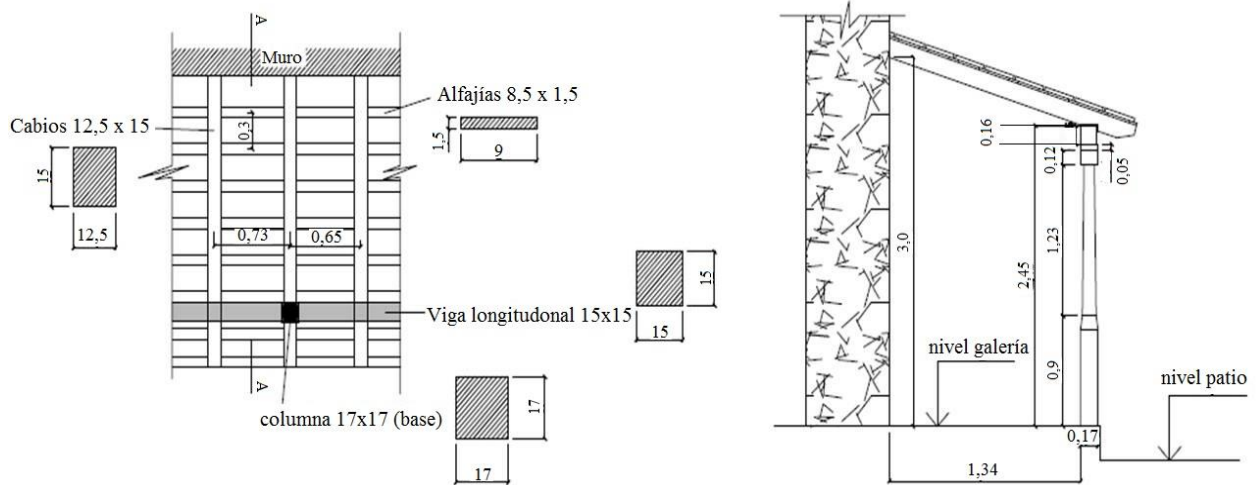


Figura 4. Planta esquemática del sector. Corte A-A

2.2 Determinación de las características físicas y mecánicas de la madera de los cabios: *Aspidosperma quebracho-blanco (Apocinaceae)*

Para identificar la especie de madera de los cabios, se realizó el estudio macro y microscópico de las muestras enviadas al Laboratorio de Dendrología y Xilología, INSIMA, Fac. Ciencias Forestales, U. N. de Santiago del Estero. Los resultados del Laboratorio certificaron que las piezas correspondían a la especie: quebracho blanco.

Posteriormente, se realizaron ensayos para la determinación de las características físicas y mecánicas en el laboratorio del Taller de Investigación y Diseño Estructural de la Facultad de Arquitectura: densidad = 1015 kg/m³; resistencia característica, $f_{c0k} = 454 \text{ kg/cm}^2$; resistencia de cálculo, $f_{c0d} = 145.28 \text{ kg/cm}^2$; módulo de elasticidad medio, $E_m = 118322 \text{ kg/cm}^2$; módulo de elasticidad efectivo (para verificación de la deformación teniendo en cuenta la fluencia lenta) (2):

$$E_{ef} = k_{mod}^1 \times k_{mod}^2 \times k_{mod}^3 \times E_m = 0.6 \times 0.8 \times 0.8 \times 118322 = 45436 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

2.3 Verificación seccional de los cabios

Para los cabios de 12.5 x 15 cm de sección y una luz entre apoyos de 2.02m, se obtienen el momento máximo: $M_{m\acute{a}x} = 125.54 \text{ kgm}$, para la verificación de la resistencia seccional (3).

$$\sigma = \frac{12554}{468.75} = 26.78 \text{ kg/cm}^2 < f_{c0d} = 145.28 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{VERIFICA} \quad (3)$$

Con la combinación de cargas (4) se calcula la flecha máxima para evaluar el estado límite de deformación (5).

$$q_c = 1 \times 172.10 + 0.2 \times 16 = 175.33 \text{ kg/m} \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{5}{384} \times \frac{1.753 \times 202^4}{45436 \times 3515.63} = 0.23 \text{ cm} < \frac{202}{250} = 0.80 \text{ cm} \quad (5)$$

2.4 Determinación de las características físicas y mecánicas de la madera de columnas: *Algarrobo Prosopis alba (Mimosaceae)*

Se procedió de igual modo que con los cabios para identificar la especie de madera de las columnas, resultando éstas de madera de algarrobo.

Se realizaron ensayos en laboratorio para la determinación de las características físicas y mecánicas: densidad = 690 kg/m³; resistencia característica, $f_{c0k} = 379 \text{ kg/cm}^2$; resistencia de cálculo, $f_{c0d} = 103.95 \text{ kg/cm}^2$; módulo de elasticidad medio, $E_m = 63667 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad efectivo, $E_{ef} = 24448 \text{ kg/cm}^2$.

2.5 Verificación seccional de columna

Con los datos de la geometría graficados en la Figura 5 y los datos del material, se realiza la verificación seccional para un esfuerzo normal de compresión de $N = 1374 \text{ kg}$, y una esbeltez de $\lambda = 66$, (7) - (9).

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{c0ef} \times I}{L^2} \quad F_E = \frac{3.1416^2 \times 24448 \times 2380}{250^2} = 9188 \text{ kg} \quad (7)$$

$$M_d = N_d x e_d = 1310 x 0.99 = 1297 \text{ kg cm} \quad (8)$$

$$\sigma_M = \frac{1297}{366} = 3.54 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_N = \frac{1374}{13 \times 13} = 8.13 \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{cod}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{cod}} \leq 1 \quad \frac{8.13}{103.9} + \frac{3.54}{103.9} = 0.11 \ll 1 \text{ VERIFICA} \quad (10)$$

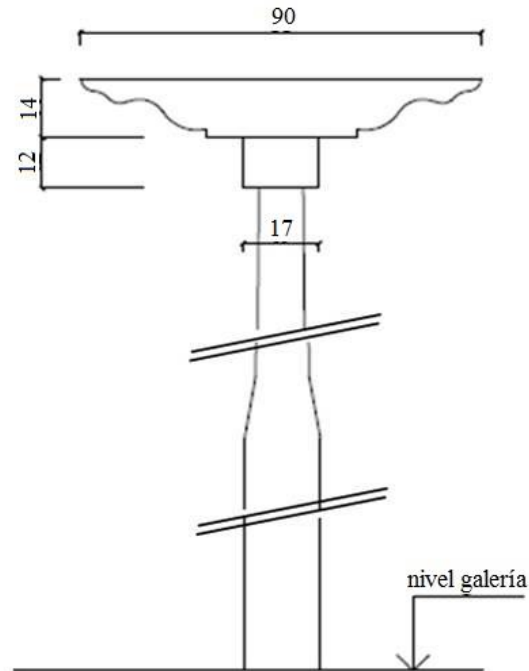


Figura 5. Detalle de columna

3. INVESTIGACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS CABRIADAS DE MADERA EN CUBIERTA DE LAS HABITACIONES DEL PATIO DE LAS HIGUERAS

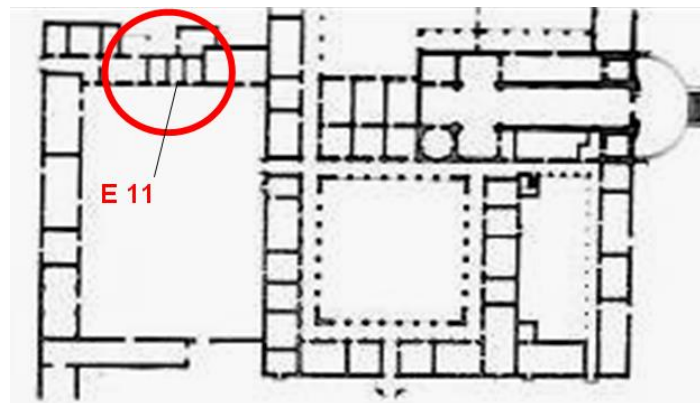


Figura 6. Habitaciones del Patio de las higueras



Figura 9. Cabriada. Manifestaciones patológicas relevadas en pares y tirante, y en apoyos

3.1 Determinación de las características físicas y mecánicas de la madera de la cabriada: *Prosopis* sp (Algarrobo)

Del mismo modo que en los casos anteriores, se realizó el estudio macro y microscópico de una muestra para la identificación de la madera, correspondiendo a la especie: *Prosopis* sp. (ALGARROBO) con presencia de galería de insectos, ver la Figura 10.

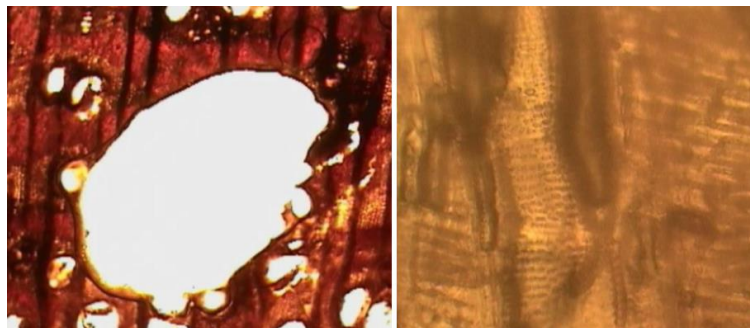


Figura 10. Muestra. Secciones transversal y tangencial. Estado de la madera de la estructura

Se realizaron ensayos en el Laboratorio y las características físico-mecánicas de la madera obtenidas son: densidad = 690 kg/m^3 ; resistencia característica: $f_{c0k} = 379 \text{ kg/cm}^2$; resistencia de cálculo: $f_{c0d} = 103.95 \text{ kg/cm}^2$; módulo de elasticidad medio, $E_m = 63667 \text{ kg/cm}^2$; módulo de elasticidad efectivo, $E_{ef} = 24448.128 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 1. Propiedades de las barras

N° de barra	b (cm)	h (cm)	MATERIAL			
				Peso Específico (kg/m ³)	E _m (kg/m ²)	E _{ef} (kg/m ²)
1 (mampostería)	98	60	mampostería	1300	1600	-----
6 (mampostería)	80	60				
2 - 3 - 4 - 5 (pares)	13.5	16	algarrobo	690	63667	24448.1
7 - 8 - 9 (nudillo)	15	7.5				
10 - 11 (montantes)	15	7.5				
12 - 13 - 14 (tirante)	13.5	16				

3.2 Características de la Cubierta de techo sobre la cabriada y análisis de cargas

La imposibilidad de realizar un análisis invasivo, ha obstaculizado la determinación fehaciente de la constitución material de la cubierta, en los aspectos que no estaban a la vista. Se ha supuesto, entonces, su conformación y las características físicas y mecánicas de los materiales componentes, en base a antecedentes de estudios que se realizaron en otras construcciones similares contemporáneas a la estancia, como la Estancia de Alta Gracia, y el Museo de Jesús María. En base a esos estudios y a los relevamientos de campo y planialtimétrico, se determinaron los espesores de cada uno de los materiales constitutivos, tarea que permitió cuantificar la carga por metro cuadrado. La cubierta es de similares características que la de la galería del Patio de los Esclavos: conformada por bovedillas de 18 cm x 28 cm x 3 cm de alto, asentadas sobre los cabios, y sobre ellos se encuentran colocadas tejas españolas con una argamasa de 4,5 cm de espesor, utilizada como mortero de asiento.

Una vez estudiada la conformación y geometría de la cubierta, se realiza el análisis de cargas sobre la misma. Las cargas sobre la cabriada resultan: cargas permanentes $g = 382.48 \text{ kg/m}$ y cargas variables $p = 40.48 \text{ kg/m}$. Para el cálculo de las solicitaciones y de la deformabilidad de la estructura, con los datos ya obtenidos se utilizó el software Strap, ver Tabla 1 y Figura 11.

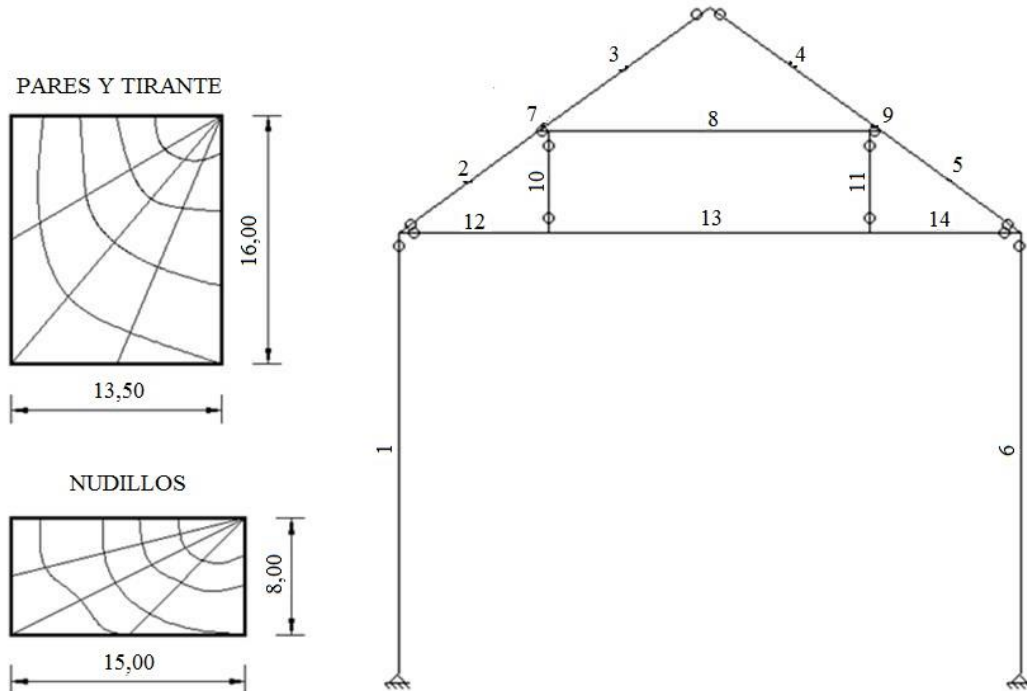


Figura 11. Secciones de barras. Geometría de la cabriada

3.3 Combinaciones de cargas (según lo establecen las Normas Brasileñas BR7190)

Para cálculo de las solicitaciones y verificación de la resistencia se utilizó la combinación (11) y para verificar la deformabilidad se adoptó la combinación (12).

$$q_1 = 1.3 g + 1.4 p = 1.3 \times 382.48 \text{ kg/m} + 1.4 \times 40.48 \text{ kg/m} = 553.89 \text{ kg/m} \quad (11)$$

$$q_2 = 1 g + 0.2 p = 1 \times 382.48 \text{ kg/m} + 0.2 \times 40.48 \text{ kg/m} = 390.57 \text{ kg/m} \quad (12)$$

3.4 Resultados obtenidos con software Strap (Figuras 12 y 13, y Tabla 2)

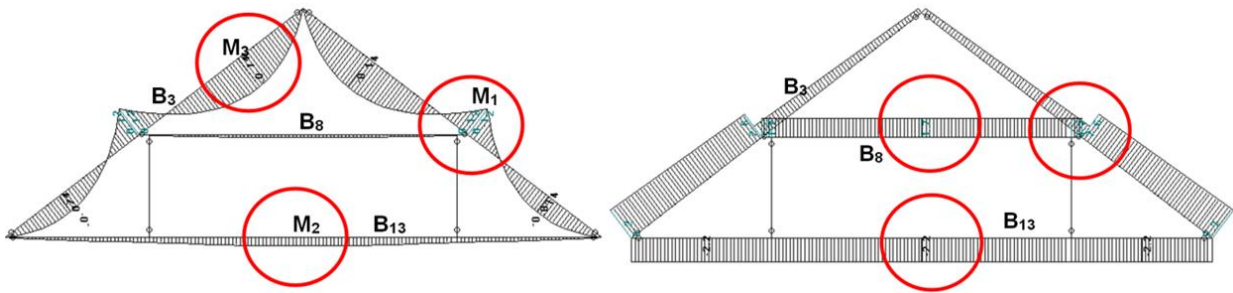


Figura 12. Diagramas de momentos flectores y de esfuerzos normales

Tabla 2. Máximas solicitaciones en barras

3.5 Verificación seccional de los pares - barra 3

La esbeltez es $\lambda = 10.94 < 40$, entonces se verifica como pieza corta (13).

$$\sigma = \frac{838}{216} + \frac{13600}{576} = 28.18 \text{ kg/cm}^2 < 103.95 \text{ kg/cm}^2 \text{ VERIFICA} \quad (13)$$

3.6 Verificación seccional del tirante - barra 13 (14)

$$\sigma = \frac{2183}{216} + \frac{3200}{576} = 15.67 \text{ kg/cm}^2 < 103.95 \text{ kg/cm}^2 \text{ VERIFICA} \quad (14)$$

3.7 Verificación seccional del nudillo - barra 8

Tabla 2. Máximas solicitaciones en barras

Nº de barra	Denominación	Momento Flector	Esfuerzo de Tracción	Esfuerzo de Compresión
13	tirante	3200 kgcm	2183 kg	-----
8	nudillo	1100 kgcm	-----	1700 kg
3	pares	13600 kgcm	-----	838 kg

Como la esbeltez de la pieza es $\lambda = 114 > 80$, se verifica como pieza esbelta (15) - (22).

Según las NBR 7190, se calcula la excentricidad accidental mínima y excentricidad inicial (15); la carga crítica (16); la excentricidad complementaria debido a la fluencia lenta de la madera (17) - (18), y la excentricidad efectiva de primer orden (19):

$$e_a = \frac{246}{300} = 0.82 \text{ cm} \quad e_i = \frac{1100}{1700} = 0.65 \text{ cm} \quad e_{ig} = \frac{M_{gd}}{N_{gd}} = \frac{1100}{1630} = 0.674 \text{ cm} \quad (15)$$

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{c0ef} \times I}{L^2} \quad F_E = \frac{3.1416^2 \times 24448 \times 527.34}{246^2} = 2102 \text{ kg} \quad (16)$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \text{Exp} \left[\frac{\Phi [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\} \quad (17)$$

$$e_c = (0.674 + 0.82) \left\{ 2.71 \left[\frac{0.8 [1250 + (0.3 + 0.2) 70]}{2102 - [1250 + (0.3 + 0.2) 70]} \right] - 1 \right\} = 3.752 \text{ cm} \quad (18)$$

$$e_{1ef} = e_i + e_a + e_c = 0.65 + 0.82 + 3.75 = 5.22 \text{ cm} \quad (19)$$

$$M_d = N_d \times e_{1ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad M_d = N_d \times e_{1ef} \left(\frac{2102}{2102 - 1700} \right) = 46400 \text{ kgcm} \quad (20)$$

$$\sigma_M = \frac{46400}{140.6} = 330 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_N = \frac{1700}{112.5} = 15.11 \text{ kg/cm}^2 \quad (21)$$

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0d}} \leq 1 \quad \frac{15.11}{103.9} + \frac{330}{103.9} = 3.33 \gg 1 \quad \text{NO VERIFICA} \quad (22)$$

3.8 Verificación del estado límite de deformación

La flecha máxima de cálculo obtenida de Strap (Figura 13): $\alpha = 0.303 \text{ cm}$ es $<$ que $1/250 = 0.96 \text{ cm}$. Dada la irregularidad del tensor, la medición del descenso realizada en obra arrojó un valor aproximado de 1 cm . Surge entonces que la flecha máxima de cálculo $\alpha : 0.303 \text{ cm} <$ flecha máxima relevada $f = 1 \text{ cm}$.

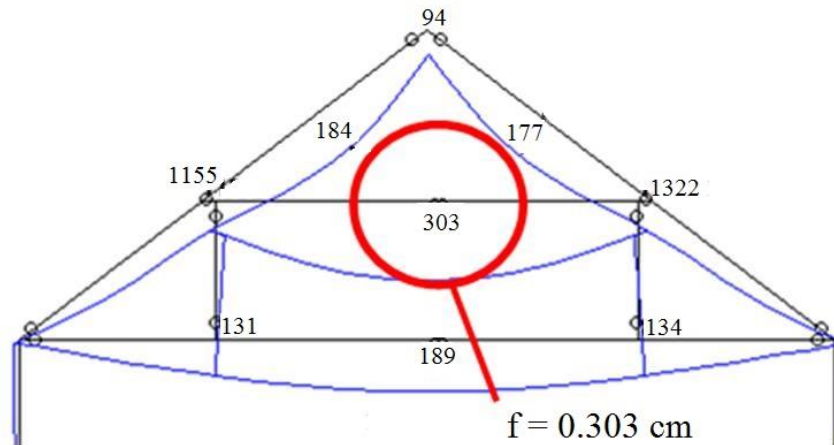


Figura 13. Descensos Máximos

4. CONCLUSIONES

Las deformaciones detectadas en la obra superan en algunos casos las consideradas admisibles; eso se puede atribuir a una disminución de la sección neta de las barras por la formación de galerías producidas por insectos, detectadas en el estudio microscópico. La verificación de todos los elementos estructurales analizados en el presente trabajo se ha realizado considerando las secciones netas relevadas sin disminución por defectos en la madera, producidos a través de su vida útil. En la cabriada analizada se puede observar que las tensiones de compresión en nudillo, considerando la estabilidad al pandeo son superiores a las resistencias de cálculo. Se sugiere

entonces, como medida de seguridad, el agregado de una nueva barra que disminuya la longitud de pandeo del nudillo, pero conservando la pieza original.

Con respecto a las galerías de insectos, que debilitan la madera y facilitan su putrefacción, se propone en primer lugar realizar las reparaciones necesarias para restituir la sección original de las piezas de madera. Se aconsejan también acciones para impedir el aumento de contenido de humedad de la madera, y luego aplicar insecticidas líquidos en los muros en lugares donde estén en contacto con las vigas, y luego realizar el tratamiento de la madera original utilizando un insecticida fungicida específico.

Como conclusión del trabajo se puede considerar que en general el comportamiento de la estructura ha sido satisfactorio sobre todo considerando una antigüedad cercana a los 360 años y una marcada falta de mantenimiento en períodos prolongados.

5. AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento especial al Consejo de Administración de la Estancia Jesuítica Santa Catalina, en la persona de su administrador, Arq. Daniel M. de la Torre.

6. BIBLIOGRAFÍA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7190, (1997), “*Projeto de estruturas de madeira*”. (Río de Janeiro).

Gomez J. L. (2000), “*Estructuras de madera*” (Edit. Ingreso, Córdoba).

Argüelles Alvarez R.; Arriaga Martitegui F., “*Estructuras de madera*” - *Diseño y cálculo*.



Análise comparativa do Módulo de elasticidade calculado segundo diferentes Normas

L. Cabral¹, E. Monteiro², P. Helene³.

¹ Universidade Católica de Pernambuco, Pernambuco, Brasil.

² Departamento de Engenharia Civil, UNICAP e UPE, Brasil.

³ Departamento de Engenharia Civil, UNICAP e FUMEC, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i2.65>

Artículo recibido el 28 de enero de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 03 de abril de 2014.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2014.

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 2, Mayo – Agosto 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 mayo 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

Este artigo avalia o módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto a partir de um estudo científico e experimental de dosagem que faz uso dos recursos do diagrama de dosagem do concreto. Também, compara os modelos de previsão do módulo de elasticidade estático a partir de uma dada ou conhecida resistência à compressão. Uma análise comparativa entre os valores previstos por algumas normas foi realizada, avaliando o nível de precisão e adequação das mesmas a resultados experimentais de casos reais. A ACI 318:2014 foi a norma que apresentou resultados mais próximos em relação a NBR 6118:2014 e em relação aos resultados experimentais. Já as normas EUROCODE – 2:2004, DIN 1045, a norma fib MODEL CODE 2010 superestimam os valores em relação aos resultados experimentais. O módulo de elasticidade dinâmico, medido através de ondas ultrassônicas, também foi comparado com os resultados experimentais obtido do ensaio de módulo estático, mostrando-se uma opção prática, rápida e não destrutiva de avaliar indiretamente o módulo de elasticidade estático do concreto.

Palabras claves: módulo de elasticidade; resistência à compressão; diagrama de dosagem; modelos de previsão.

ABSTRACT

This paper evaluates the suitability of the diagram of dosage of concrete in relation to the static and dynamic elasticity moduli. It also compares models of prediction of static modulus based on the compressive strength. A comparative analysis was carried out among experimental values and those predicted by some standards, evaluating the accuracy of the latter. The ACI 318:2014 was the standard that presented the closest results compared to NBR 6118:2014. On the other hand, the standards EUROCODE – 2:2004, DIN 1045. The fib MODEL CODE 2010 standard overestimated the values relative to the other standards. The dynamic elasticity modulus, measured by ultrasonic waves, was also compared to the static modulus, and it proved as a fast and non-destructive alternative route to evaluate the static elasticity modulus of concrete.

Keywords: modulus of elasticity; compressive strength; dosage diagram; prevision models.

Autor de contacto: Larissa Cabral (larissacabral@outlook.com)

1. INTRODUÇÃO

Segundo Pinheiro e Santos, 2007 na preparação do concreto, com as misturas dos agregados graúdos e miúdos com cimento e água, tem início à reação química do cimento com a água, resultando gel de cimento, que constitui a massa coesiva de cimento hidratado. A reação química de hidratação do cimento ocorre com redução de volume, dando origem a poros, cujo volume é da ordem de 28% do volume total do gel.

Segundo Nunes, 2005 as propriedades do concreto, como a resistência à compressão e o módulo de elasticidade em diferentes idades, dependem das características e proporções dos componentes do concreto e de sua interação, podendo variar consideravelmente de um concreto para outro, mesmo em concretos com um mesmo valor de resistência à compressão aos 28 dias.

De acordo com Almeida, 2012 o módulo de elasticidade é comumente obtido a partir de modelos empíricos ou por meio do ensaio de compressão simples que exige aparatos e cuidados especiais devido à pequena deformação do concreto.

A avaliação do módulo de Young ou módulo de elasticidade no ensaio de compressão se aplicaria apenas a materiais que obedecem à lei de Hooke, segundo a qual a deformação elástica de um sólido é proporcional à tensão aplicada.

Segundo Coutinho e Gonçalves, 1994 na medida do módulo de elasticidade admite-se linearidade entre a tensão e a deformação, porém esta depende da taxa de deformação ou de carga aplicada ao corpo de prova. Quanto maior a velocidade de aplicação de carga, maior será o módulo aparente de elasticidade. Por outro lado, para taxas muito lentas, o efeito elástico se superpõe aos plásticos devido à fluência, e o módulo aparente tende a diminuir.

Uma segunda possibilidade para determinação experimental do módulo de *Young* é por meio da realização de ensaios dinâmicos. Atualmente duas técnicas experimentais dinâmicas têm sido muito utilizadas: a da velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos através do material e a da frequência ressonante. A primeira técnica baseia-se na relação estabelecida por Rayleigh entre a velocidade de propagação do som em determinada amostra (material, forma e dimensões), sua massa específica e suas características elásticas (Malhotra e Sivasundaram, 1991).

2. MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

Segundo Mehta e Monteiro, 2008 para se analisar o comportamento de estruturas que são submetidas a terremotos ou cargas de impacto, é mais apropriado utilizar o módulo dinâmico de elasticidade, que pode ser determinado mais precisamente por um ensaio ultrassônico.

Ainda, segundo o autor, os valores dos módulos de elasticidade utilizados nos cálculos para projetos de concreto são normalmente estimados a partir das expressões empíricas que supõem dependência direta do módulo de elasticidade com a resistência à compressão e massa específica do concreto.

Como primeira aproximação, isso faz sentido porque o comportamento de tensão-deformação dos três componentes do concreto, a saber – agregado, matriz da pasta de cimento e zona de transição na interface – seria, na verdade, determinado pelas suas resistências individuais, que, por sua vez, estão relacionadas à resistência última do concreto.

Porém, em materiais heterogêneos, como é o caso do concreto, a massa específica, a fração volumétrica e o módulo de deformação dos principais componentes, além das características da zona de transição, determinam o comportamento elástico do compósito. Segundo Shehata, 2005; Benetti, 2012 dentre os constituintes do material estudado, os agregados, principalmente os graúdos, tem uma grande influência no módulo.

Barbosa e Geyer, 2010 demonstraram que o tipo de agregado graúdo e o nível de resistência adotada na dosagem do concreto são fatores que definem o resultado do módulo de elasticidade do concreto. Na Tabela 1 pode ser observado um quadro com os principais fatores que afetam o módulo de elasticidade do concreto.

Tabela 1: Parâmetros que influenciam o módulo de elasticidade (Battagin, 2008; Benetti, 2012)

Alguns fatores que influenciam os valores de E_c			
Agregados	Pasta	Zona de Transição	Execução da Estrutura
Natureza	Resistência	Porosidade	Adensamento
Módulo	Relação a/c	Composição	Cura
Proporção	Quantidade	Idade	Idade do carregamento
Quantidade	Idade	Resistência	Umidade
Forma	Ensaio		Temperatura
Textura	Corpos de prova		
	Aparelhagem		

2.1 Materiais Constitutivos

2.1.1 Cimento Portland. Segundo Mehta e Monteiro, 2008 o módulo de elasticidade da matriz da pasta de cimento é determinado por sua porosidade. Os fatores que controlam esta porosidade são: matriz da pasta de cimento, relação água/cimento, teor de ar, adições minerais e grau de hidratação do cimento. Há relatos na bibliografia de pastas de cimento hidratado com valores de módulo de elasticidade entre 7 e 48 GPa. Deve-se observar que esses valores são semelhantes aos módulos de elasticidade dos agregados leves.

2.1.2 Agregados. A explicação para a influência do agregado no valor do módulo, para concretos considerados normais, está na análise do diagrama tensão - deformação dos diferentes elementos que compõem o concreto, como mostra a Figura 1. Enquanto o agregado e a pasta de cimento apresentam relação tensão - deformação praticamente linear, o concreto, não apresenta esta mesma relação.

Esta não linearidade, de acordo com Neville, 2013 deve-se à presença da zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento, que possui vazios, concentração de cristais de hidróxido de cálcio e microfissuras, fatores esses que afetam o módulo de elasticidade, principalmente devido à natureza petrográfica do agregado, sendo que basaltos e diabásios fornecem os concretos de mais alto módulo, enquanto granitos, gnaisses, calcários, rochas alteradas e arenitos, fornecem baixos módulos.

2.1.3 Zona de transição. Para Mehta e Monteiro, 2008; Leal, 2012 os vazios capilares, microfissuras e cristais orientados de hidróxido de cálcio são relativamente mais comuns na zona de transição na interface do que na matriz da pasta; por isso tem um papel importante na determinação das relações tensão-deformação do concreto.

2.1.4 Parâmetros de ensaio. De acordo com Mehta e Monteiro, 2008 independentemente das dosagens ou do tempo de cura, corpos de prova de concreto que são ensaiados em condições úmidas apresentam módulo de elasticidade cerca de 15% mais alto do que os corpos de prova correspondentes ensaiados em condição seca. É importante observar que o inverso ocorre com a resistência à compressão, que é maior quando as amostras estão secas.

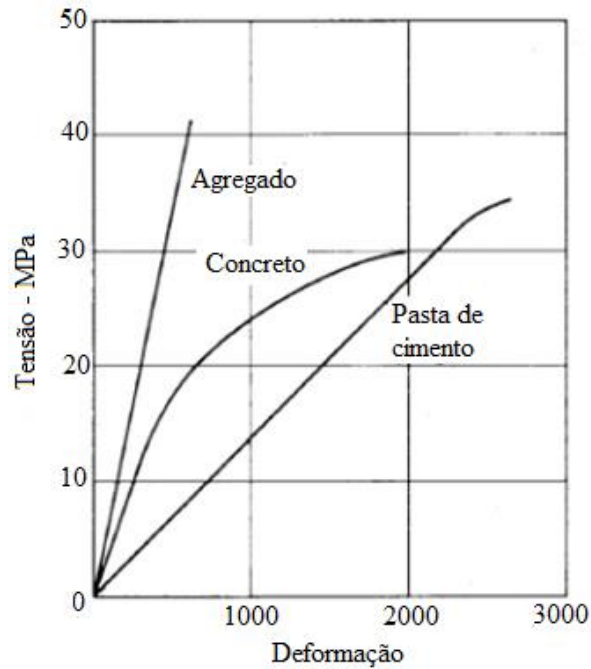


Figura 1. Comportamento típico tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto (Neville, 2013).

2.2. Tipos de Módulo de Elasticidade

2.2.1 Módulo de Elasticidade Estático (MEE). Neto e Helene, 2002 definem módulo de deformação, estático e instantâneo, tangente à origem, também conhecido como módulo de elasticidade tangente inicial. Do ponto de vista prático de ensaio corresponde ao módulo de elasticidade cordal entre 0,5 MPa e $0,3 f_c$ e ao módulo de elasticidade secante a $0,3 f_c$, como se fossem equivalentes. Convenciona-se indicar este módulo de deformação por E_{ci} , geralmente expresso em GPa. Este valor pode ser obtido pelo método de ensaio brasileiro descrito na ABNT NBR 8522: 2008.

Outro tipo de módulo é módulo de deformação, estático e instantâneo, secante a qualquer porcentagem de f_c , indicado por E_c . Ainda de acordo com Neto e Helene, 2002 há também o módulo de deformação, estático e instantâneo, cordal entre quaisquer intervalos de tensão ou deformação específica. Do ponto de vista prático de projeto é pouco utilizado.

A Figura 2 apresenta os três tipos de determinações do módulo de elasticidade, sendo a declividade da primeira reta caracterizando a declividade do módulo tangente inicial, a declividade da segunda correspondendo ao módulo secante e a declividade da reta traçada tangente a qualquer ponto da curva tensão - deformação corresponde ao módulo cordal.

2.2.2 Módulo de Elasticidade Dinâmico (MED). O módulo de elasticidade dinâmico é determinado através de métodos não destrutivos. Malhotra e Sivasundaram, 1991; Andrade, 1997 comenta que duas técnicas experimentais dinâmicas têm sido muito utilizadas: a da velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos através do material (corpos de prova de concreto) e a da frequência ressonante. A primeira técnica baseia-se na relação estabelecida por Rayleigh entre a velocidade de propagação do som em determinada amostra (material, forma e dimensões), sua massa específica e suas características elásticas.

O segundo método dinâmico baseia-se na determinação da frequência natural de vibração do elemento a ser analisado quando o mesmo é submetido a vibrações longitudinais ou transversais ou torcionais. Utilizando-se o valor da frequência natural de vibração, conhecendo-se a massa e a

geometria do corpo de prova, pode-se estimar o módulo de elasticidade dinâmico (Malhotra e Sivasundaram, 1991; Almeida, 2012).

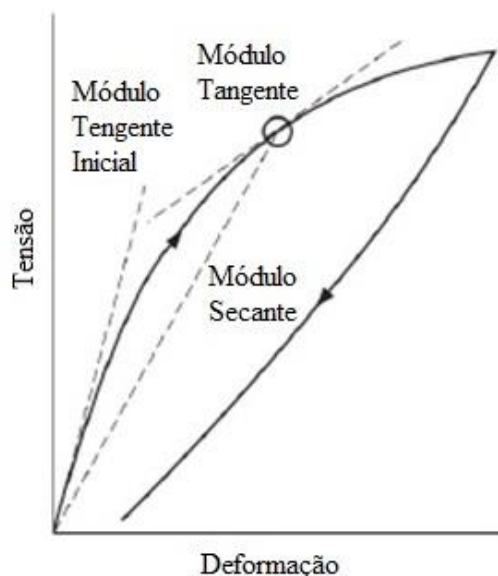


Figura 2. Diagrama tensão x deformação do concreto para compressão simples (Neville, 2013)

Assim, segundo Canesso; Correia; et al. 2008, o módulo dinâmico (Tabela 2) que corresponde a uma deformação instantânea muito pequena é dado aproximadamente pelo módulo tangente inicial que é o módulo tangente para uma linha traçada a partir da origem.

Tabela 2. Comparação entre procedimentos de normas para ensaio de ultra-som (Evangelista, 2002; Benetti, 2012).

Parâmetro	Normas			
	NM58/1996 ABNT NBR8802:2013	RILEM NDT1/1972	BS1881: Part 203:1986	ASTM C597/1983
Frequência de Ultrassom	Acima de 20KHz	20 a 200KHz	20 KHz a 150 KHz	10 KHz a 150 KHz
Superfície	Seca ao ar, limpa e plana	Plana	Seca ao ar, limpa e plana	Seca ao ar, limpa e plana
Área de ensaio para verificar os elementos estruturais grandes	1m ²	-	-	-
Distância entre os transdutores	Precisão de $\pm 1\%$	Precisão de $\pm 1\%$	Precisão de $\pm 1\%$	Precisão de $\pm 0,5\%$
Medições de velocidade	Precisão de $\pm 1\%$		Precisão de $\pm 0,5\%$	Precisão de $\pm 0,5\%$

Pesquisas feitas na literatura mostraram que em setembro de 2008, a Associação Brasileira de Normas Técnicas publicou a NBR 15630, que prescreve os procedimentos de ensaios para determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica

para argamassas de assentamento e revestimento de paredes e tetos. Esta norma possui o procedimento similar ao da norma britânica BS – 1881 parte 203 (1986), utilizando a equação 1:

$$E_d = \rho \cdot V^2 \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{1-\nu} \quad (1)$$

Onde:

ρ = densidade de massa no estado endurecido do concreto (kg/m^3);

V = velocidade que a propagação da onda ultrassônica leva para percorrer o corpo de prova de concreto em seu sentido longitudinal (em km/s);

ν = coeficiente de Poisson, que segundo Callister, 2002 é a razão entre a deformação transversal e longitudinal quando um determinado corpo de prova é submetido a uma carga em seu sentido axial. Esse coeficiente pode variar entre 0,10 a 0,20.

O ensaio não destrutivo é obtido através da equação: $v = \frac{\Delta s}{\Delta t}$ (km/s), onde Δs é a altura de corpo

de prova (em km); e Δt (em s) é o tempo que a onda se propaga com relação a distancia Δs , que é a altura do corpo de prova. Dessa forma, calcula-se a velocidade de propagação da onda ultrassônica obtida através do equipamento PUNDIT (*Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester*), que possui frequência de 54 hz, como ilustra as Figura 3 – (A) e (B).



Figuras 3. (A) e (B). Equipamento e calibração PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating tester)

2.2.3 Estimativa do Módulo de Elasticidade através dos modelos de previsão. Atualmente, existem vários modelos de previsão do módulo de elasticidade tangente inicial ou do módulo secante, baseado na resistência à compressão e massa específica do concreto. Poucos modelos levam em conta o tipo de agregado, o que pode acarretar em erros grosseiros de previsão (Neto e Helene, 2002). Assim, alguns modelos de previsão do módulo de elasticidade foram selecionados: A Tabela 3 relaciona todos os modelos de previsão estudados.

Cabe salientar que segundo Silva, 1997 os resultados encontrados, usando essas expressões conduzem, algumas vezes, a valores pouco precisos, o autor comenta que os valores vão ser tão próximos do real quanto mais eles se aproximarem dos materiais, do tipo de mistura, da composição do concreto, das condições de ensaio, daqueles utilizados nos estudos experimentais.

Tabela 3. Expressões para estimativa do módulo de elasticidade segundo modelos de previsão

NORMA	MÓDULO TANGENTE	Observações
ACI 318:2014*	$E_c = \omega_c^{1,5} \cdot 33 \cdot f_c^{1/2} \text{ (MPa)}$ para ω_c entre 1400 e 2500 kg/m ³ $E_c = 57,000 \cdot f_c^{1/2} \text{ (MPa)}$ para concreto de massa específica normal	E_c = módulo de elasticidade estático secante a 0,45 de f_{ck} , em MPa; f_c = resistência a compressão aos 28 dias, em MPa, obtida de cilindros;
fib MODEL CODE 2010	$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3}$	$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse; $\alpha_E = 0,9$ para calcário e $\alpha_E = 0,7$ para arenito
ABNT NBR 6118:2014	$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20MPa a 50MPa $E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}$ para f_{ck} de 55MPa a 90MPa	
EUROCODE – 2:2004	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} \text{ (Equação 6)}$ $E_c(t) = 1,05 \cdot \left(\exp \left\{ - \left[1 - \left(\frac{t}{28} \right)^{0,5} \right] \right\} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}$	Onde $E_{cm} = 22 \cdot ((f_{ck}+8)/10)^{0,3}$
DIN - 1045	$E_c = 6170 \times (f_c)^{1/2}$ para concreto de massa específica normal	

*item R19.2.2.1 traz a definição de E_c como a inclinação da reta traçada a partir da origem até a tensão de compressão de $0,45 \cdot f_c$ e que os valores de módulo de elasticidade obtidos através de ensaios podem variar de 80% a 120% dos valores previstos.

3. EXPERIMENTO

Para o presente estudo foram desenvolvidas dosagens de concreto tanto para concreto de consistência plástica como para o concreto auto adensável (SCC), adotando o método de dosagem IBRACON (Bernardo Tutikian & Paulo Helene. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. São Paulo, Capítulo12 do livro editado por Geraldo Isaia “Concreto: Ciência e Tecnologia”. IBRACON, 2011. P.415 a 451).

Os materiais utilizados foram da Região Metropolitana do Recife/PE: areia quatzosa; brita de granito tensionado, água potável do abastecimento público e cimento CP II E. Após a execução dos traços foram feitos ensaios de resistência mecânica e ensaio ultrassônico, com posterior estudo de módulo de elasticidade estático e módulo dinâmico.

Para análise dos módulos os seguintes fatores foram verificados a fim de corroborar suas influências:

- Diferentes consistências do concreto fresco (plástico e auto adensável),
- Diferentes resistências à compressão (20 MPa a 50 MPa para 28 dias),

3.1 Caracterização dos Materiais

Foram utilizados os seguintes materiais para desenvolvimento das dosagens de concreto:

- Cimento Portland CP II E 40

As características físicas e mecânicas estão de acordo com a ABNT NBR 11578:1991 – Cimento Portland Composto Especificação.

- *Agregados.* Foi utilizado um agregado miúdo natural, de composição quartzosa, extraído do rio, e seco ao ar. O agregado graúdo usado para a produção do concreto foi de composição granítica. Ambos atendem à ABNT NBR 7211:2005.
- *Água.* Foi utilizada água potável do abastecimento da Compesa (Companhia Pernambucana de Saneamento). De acordo com a norma ABNT NBR 15900:2009, a água de abastecimento público é adequada para uso em concreto e não necessita ser ensaiada.
- *Aditivo.* Para o concreto auto adensável foi utilizado aditivo hiperplastificante. A intenção deste aditivo foi conferir propriedades que não podem ser obtidas apenas pelo uso correto dos materiais disponíveis.

3.2 Estudo de dosagem

O método de dosagem utilizado foi do IBRACON. As misturas das dosagens de concreto plástico (Figura 4) foram feitas de modo a obter 3 traços. Inicialmente, realizou-se o Traço 1:5 (traço intermediário) a fim de se descobrir o teor ótimo de argamassa seca, fixando o abatimento do tronco de cone em 100 ± 20 mm. Após, foram feitas mais 2 misturas variando o a/c e fixando o abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67:1998. A Tabela 4 mostra todos os traços produzidos.

Depois, realizou-se um segundo momento para o concreto auto adensável (SCC), também 3 dosagens. Utilizando o mesmo processo do concreto plástico. Contudo, fixando o espalhamento em 650 ± 50 mm (Figura 5). Para o SCC seguiu-se a ABNT NBR 15823-2:2010. A Tabela 5 mostra os traços confeccionados.

Para todos os traços de concreto plástico e auto adensável, o teor ótimo de argamassa (cimento + areia)/(cimento+areia+brita) foi mantido constante em 52% e 63%, respectivamente.

Para todas as dosagens desenvolvidas foram moldados corpos de prova nas dimensões com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, de acordo com norma da ABNT NBR 5738:2003.

Os concretos foram ensaiados quanto a resistência à compressão simples, em prensa com capacidade para 100 toneladas, com 5 corpos de prova, para cada idade de 3, 7, 28 e 91 dias, com as tolerancias velocidade de carga, segundo a ABNT NBR 5739:2007.

De acordo com cada idade foi realizado o ensaio de módulo de elasticidade Tangente Inicial, onde através dos dados de tensão de ruptura à compressão pode-se calcular um plano de carga variando de 0,5 MPa até 30% da carga última, sendo utilizados 3 corpos de prova irmãos, seguindo a recomendação da ABNT NBR 8522:2008.

A cura dos corpos de prova foi realizada em câmara úmida, segundo a ABNT NBR 5738:2003 e especificações da ABNT NBR 9479:2006.

Para o ensaio dinâmico, os corpos de prova foram retirados da câmara úmida e retificados, de acordo com as datas dos ensaios. Após secos, aplicou-se uma camada de vaselina nas superfícies planas do emissor e do receptor do equipamento, permitindo o acoplamento dos mesmos nos corpos de prova. Registrou-se então a propagação da onda, em μ s, em cada corpo de prova. O ensaio foi posicionado no modo de transmissão direta. E, o mesmo foi calibrado a cada 5 exemplares ensaiados.

A ABNT em 2008 publicou o ensaio de módulo dinâmico para argamassa (NBR 15630). Até então não foi elaborado para o segmento do concreto. Assim, para aplicar o experimento ao concreto procurou-se uma norma que tivesse os mesmos procedimentos similares ao da norma brasileira de argamassa. Logo, a norma britânica BS – 1881 part 203(1986), foi a mais adequada.



Figura 4. Mistura de dosagem do concreto plástico



Figura 5. Medida do espalhamento do concreto auto adensável

Tabela 4. Dosagem dos traços de concreto plástico

Traços de Concretos Frescos			
Componentes	Traço 1	Traço 2	Traço 3
Cimento (kg/m ³)	536	357	303
Areia (kg/m ³)	579	758	801
Brita (kg/m ³)	1029	1029	1019
Água (kg/m ³)	231	218	227
a/c (kg/kg)	0,45	0,60	0,75
m (kg/kg)	3	5	6
“slump” (mm)	100	100	105
Massa específica (g/cm ³)	2,374	2,362	2,350
Traço unitário em massa	1,0 : 1,08 : 1,92	1,0 : 2,12: 2,88	1,0 : 2,64 : 3,36

Tabela 5. Dosagem dos traços de concreto auto adensável (SCC)

Traços de Concretos Frescos			
Componentes	Traço 1	Traço 2	Traço 3
Cimento (kg/m ³)	522	343	288
Areia (kg/m ³)	793	955	983
Brita (kg/m ³)	773	762	747
Água (kg/m ³)	235	209	216
Aditivo (l)	2,1	2,7	2,3
a/c (kg/kg)	0,45	0,61	0,75
m (kg/kg)	3	5	6
Espalhamento (mm)	650	650	690
Massa específica (g/cm ³)	2,323	2,270	2,235
Traço unitário em massa	1,0 : 1,52 : 1,48	1,0 : 2,78: 2,22	1,0 : 3,41 : 2,59

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os Gráficos 1, 2, 3, 4, 5, e 6 representam os resultados de resistência à compressão, módulo de elasticidade tangente inicial e do módulo dinâmico para os concretos de consistência plástica e auto adensável, respectivamente.

É possível observar nos resultados dos gráficos que independente da consistência os resultados crescem uniformes.

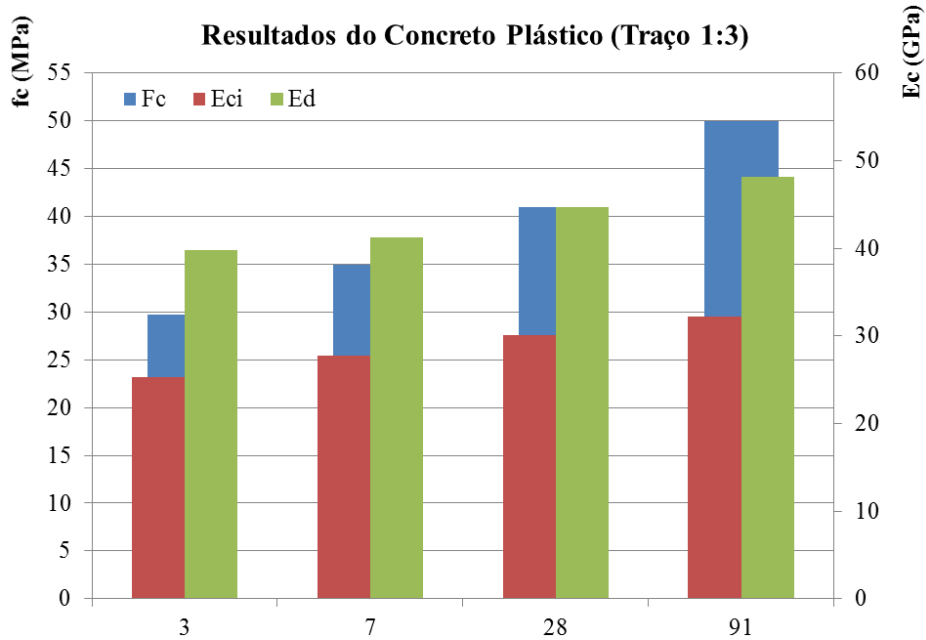


Gráfico 1. Resultados do Concreto de Consistência plástica para o Traço 1:3

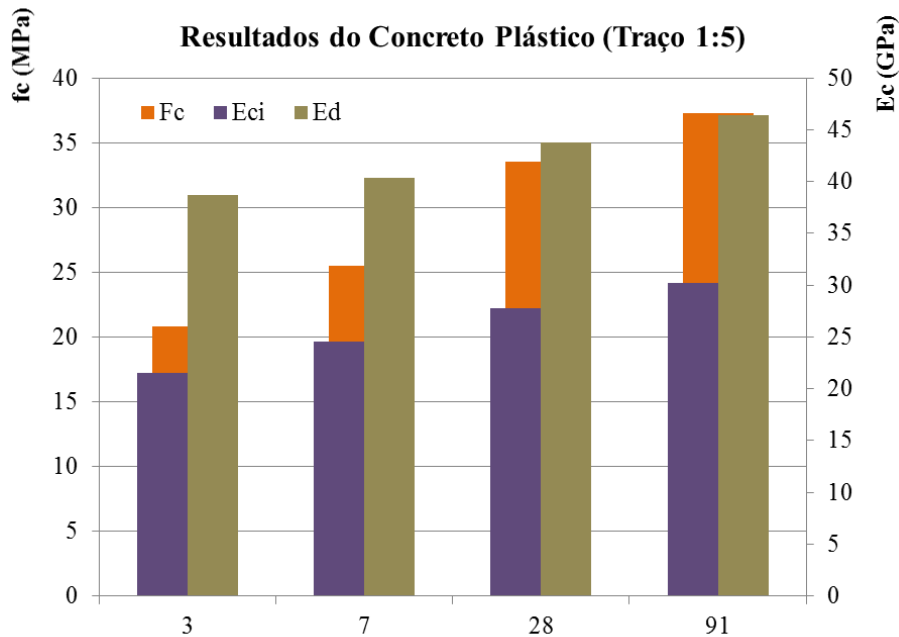


Gráfico 2. Resultados do Concreto de Consistência plástica para o Traço 1:5

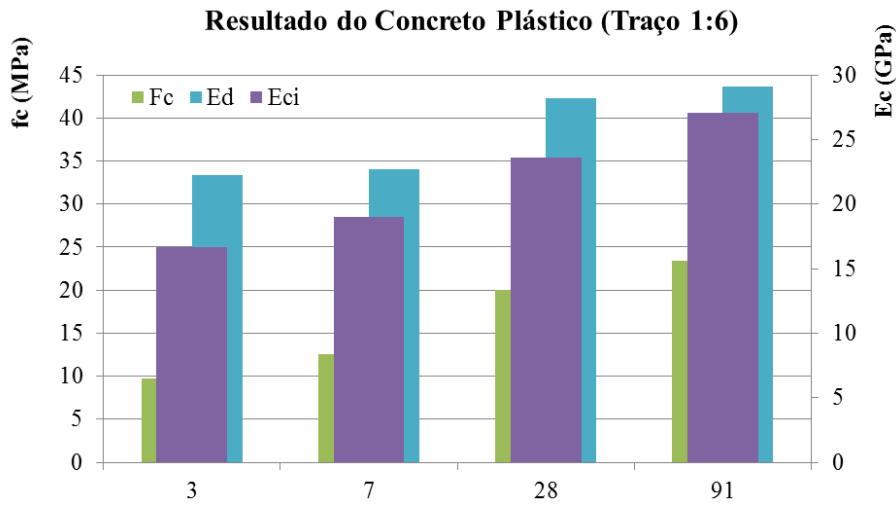


Gráfico 3. Resultados do Concreto de Consistência plástica para o Traço 1:6

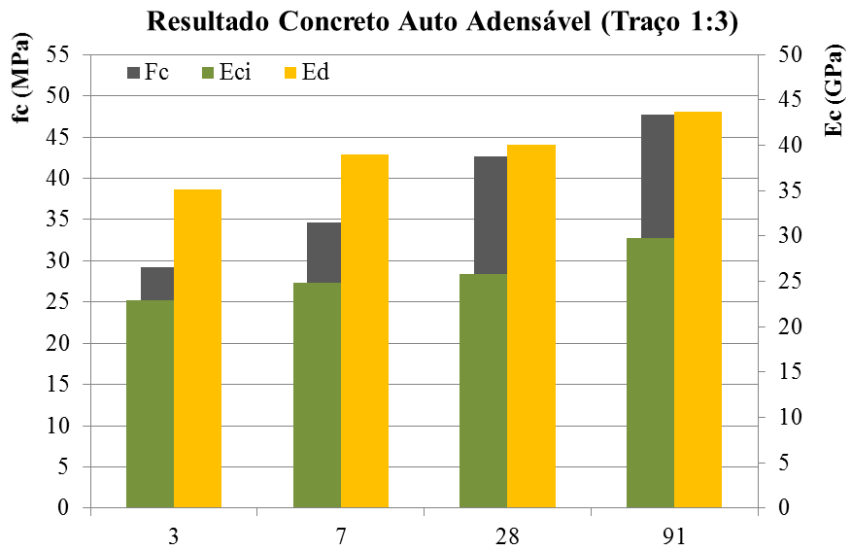


Gráfico 4. Resultados do Concreto auto adensável para o Traço 1:3

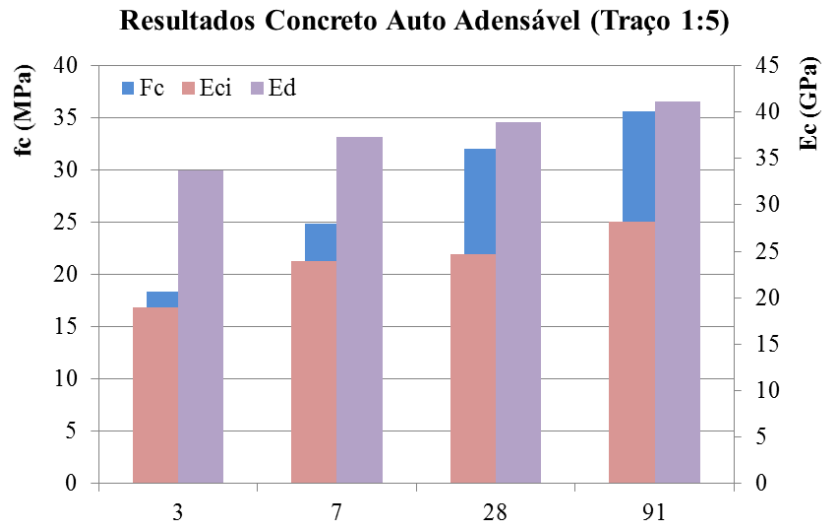


Gráfico 5. Resultados do Concreto auto adensável para o Traço 1:5

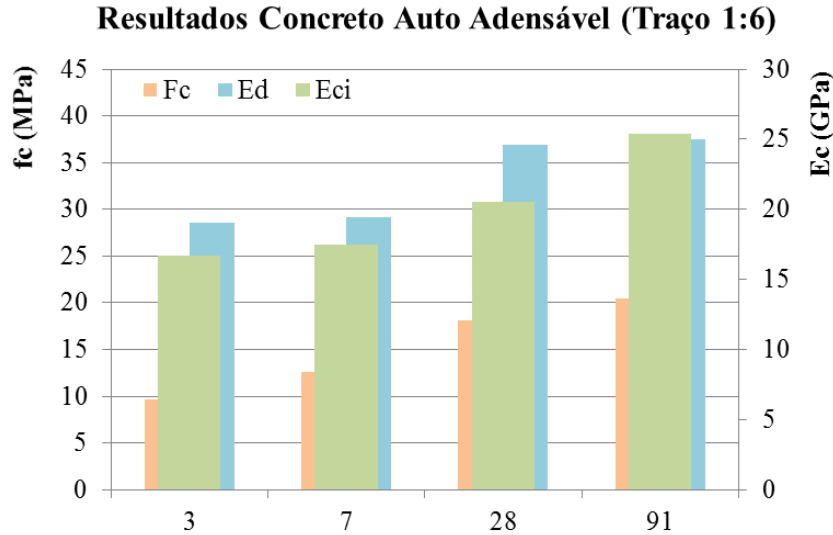


Gráfico 6. Resultados do Concreto auto adensável para o Traço 1:6

Segundo Neto e Helene, 2002 tanto para o estudo do módulo de elasticidade estático tangente inicial como para o módulo de elasticidade dinâmico é necessário analisar alguns fatores que podem influenciar os ensaios como: natureza e diâmetro nominal do agregado graúdo, velocidade de aplicação da carga, dimensão dos corpos de prova, temperatura do ensaio, entre outros.

De acordo com os resultados obtidos foram feitos diagramas de dosagem, tanto para resistência à compressão como para módulo de elasticidade tangente inicial e dinâmico, segundo Terzian e Helene, 1993. Estes são apresentados com suas respectivas equações de Lei de ABRAMS, Lei de LYSE e Lei de MOLINARI obtidas através da regressão linear, como demonstram as Figuras 6, 7, 8.

4.1 Resistência à compressão

A Figura 6 apresenta o diagram de dosagem, ao avaliar o primeiro quadrante é possível caracterizar a Lei de Abrams, na qual esta lei determina que para um mesmo grau de hidratação da pasta de cimento a resistência da pasta depende essencialmente da relação água/cimento.

Dessa forma, o estudo foi feito para dois tipos de consistência de concreto, um plástico e outro auto adensável, com os mesmos materiais de mesma natureza, podendo-se concluir, segundo esta lei que independente da consistência a relação água/cimento é inversamente proporcional a resistência à compressão.

4.2 Módulo de Elasticidade Estático (MEE)

Em análise da Figura 7, primeiro quadrante, verifica-se o comportamento do módulo de elasticidade tangente inicial a origem do concreto. A quantidade de agregado, tipo e quantidade de cimento, interface pasta agregado e parâmetros de ensaio são considerados fatores que interferem no MEE. Além desses, pode-se considerar a consistencia dentre o mais importante.

Dessa forma, observou-se maiores resultados de módulo de elasticidade estático para o concreto de consistencia plástica. O que pode ser explicado, pois a quantidade de argamassa presente no concreto plástico é razoavelmente menor se comparando ao SCC.

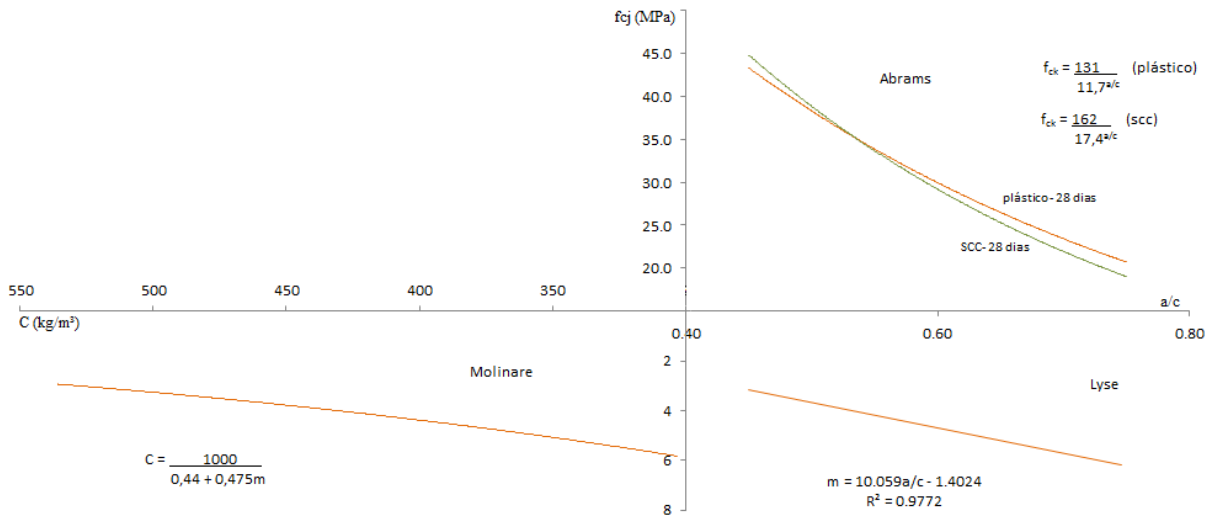


Figura 6. Diagrama de dosagem para resistência à compressão de concreto plástico e auto adensável (abatimento = constante)

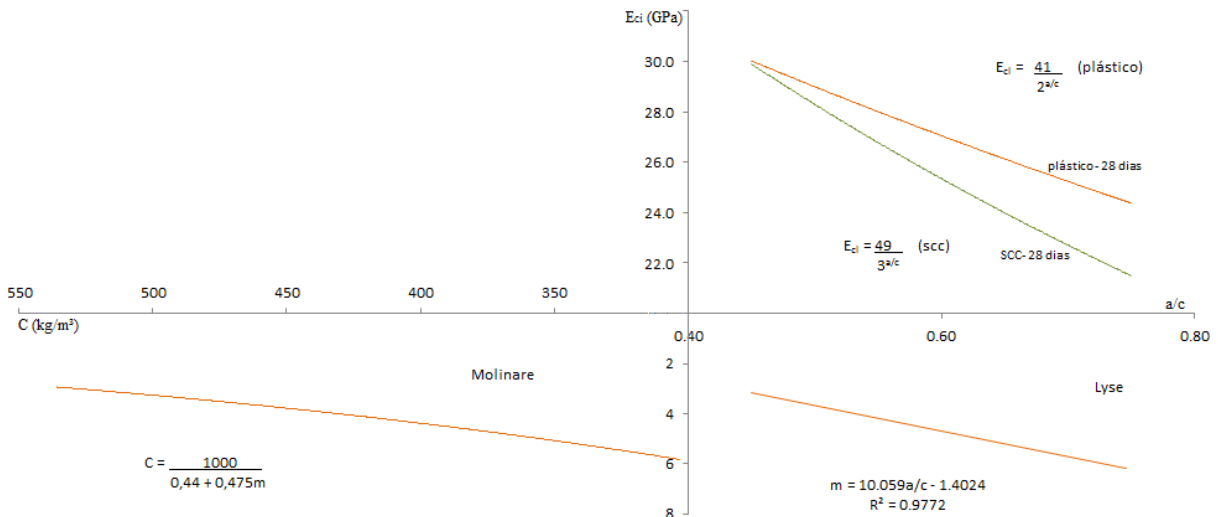


Figura 7. Diagrama de dosagem para Módulo de Elasticidade Estático Tangente Inicial de concreto plástico e auto adensável (abatimento = constante)

4.3 Módulo de Elasticidade Dinâmico (MED)

A Figura 8 representa a análise do módulo de elasticidade dinâmico, que em parte tem suas conclusões parecidas com o módulo de elasticidade estático, no tocante à consistência.

Contudo, para obtenção do valor dos módulos vale considerar que ele apresenta vantagens e desvantagens. A determinação do módulo de elasticidade estático apresenta desvantagens devido à interferência do aparato de ensaio nos resultados. O extensômetro pode se desprender devido a fissuras no corpo de prova, a medição do deslocamento pode estar considerando inclusive a deformabilidade dos topos dos corpos de prova. Além do mais, certos aspectos da curva da tensão deformação não são devidos às propriedades intrínsecas do concreto, mas às propriedades do equipamento de ensaio, que assim poderiam influenciar as medidas realizadas (Canesso; et al., 2008).

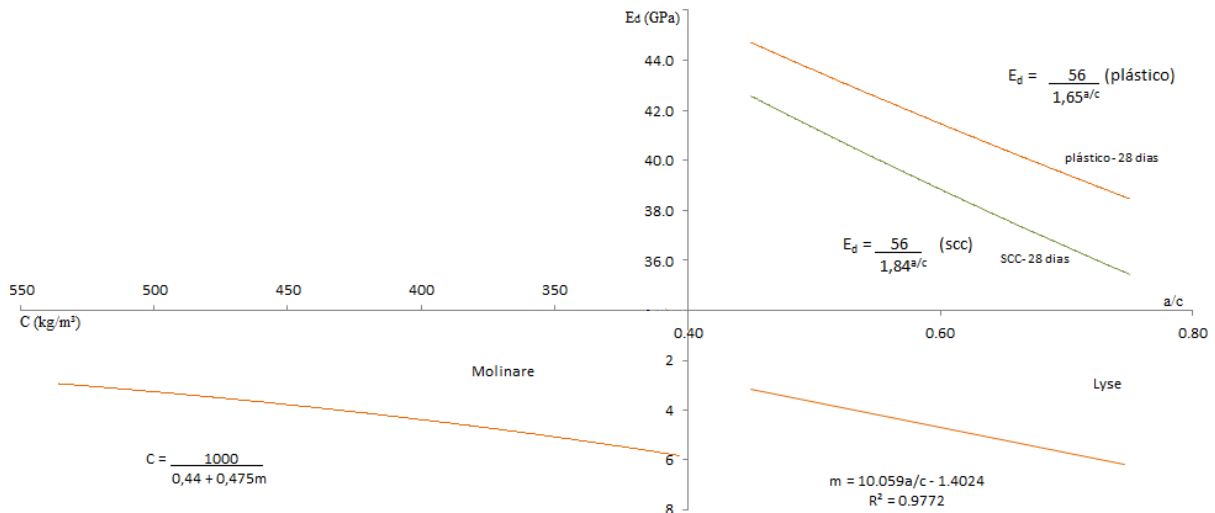


Figura 8. Diagrama de dosagem para Módulo de Elasticidade Dinâmico de concreto plástico e auto adensável (abatimento = cte)

4.4 Análise do MEE x MED

A relação entre MEE com MED pode ser de 0,6 aumentando até 0,8 com o crescimento da resistência independente da consistência do concreto.

Conforme, Mehta e Monteiro, 2008; Benetti, 2012, relata que o módulo de elasticidade dinâmico é maior em 20, 30 ou 40% do módulo de elasticidade estático para concretos de alta, média e baixa resistência, devido à deformação instantânea no concreto durante o ensaio dinâmico ser muito pequena, não induzindo nenhuma microfissura, nem ocorrendo fluência, ao contrário do ensaio estático, que mede as deformações resultantes do carregamento.

Segundo PUNDIT, 1998; GUIMARÃES, 2006 o fator de correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico é de 1,5, ou seja, se o valor do módulo estático é 22 GPa o módulo dinâmico corresponde está próximo a 32 GPa.

4.5 Análise dos Modelos de Previsão dos Módulos de Elasticidade

Diversos modelos de previsão do módulo de elasticidade foram estudados, tanto em normas nacionais como em estrangeiras. Estes modelos têm o propósito de economizar tempo e dinheiro consumido na execução deste ensaio, através da estimativa do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão.

A Figura 9 mostra os resultados calculados pelos modelos de previsão para 28 dias. Vale salientar que esses modelos de previsão são feitos para concretos normais não para concretos de alto desempenho.

- O módulo de elasticidade estático varia de acordo com a mudança da consistência. Os resultados da ABNT NBR 8522:2008 para consistência auto adensável foi menor em relação aos valores do concreto de consistência plástica para ABNT NBR 8522:2008.
- Comparando os resultados das normas brasileiras, verifica-se que os valores obtidos na ABNT NBR 6118:2014, superestimam os da norma ABNT NBR 8522:2008. Dessa forma, ao se comparar a relação destas duas normas conclui-se que o módulo experimental obtido pela ABNT NBR 8522:2008 é 0,8 para SCC e 0,9 para concreto plástico comparado aos modelos da ABNT NBR6118:2014.
- As normas Eurocode – 2:2004 e DIN 1045 possuem características muito parecidas. Contudo, seus valores estão superestimados em relação a ABNT NBR 8522:2008. A relação entre a Eurocode -2:2004 e NBR 8522:2008 para SCC e concreto plástico é de 0,7 e 0,8, respectivamente. Assim como para a norma alemã a relação é de 0,6 e 0,7.

- A norma americana ACI 318:2014 está com seus resultados superestimados em relação as normas brasileiras. Entretanto, comparando com os demais modelos de previsão de estudos os valores são os mais próximos.
- A *fib* Model Code 2010 está com seus valores superestimados em relação a todos os modelos de previsão estudados. Desta forma, seus resultados não são muito confiáveis. A relação entre a *fib* e as normas brasileiras estudadas é 0,4.

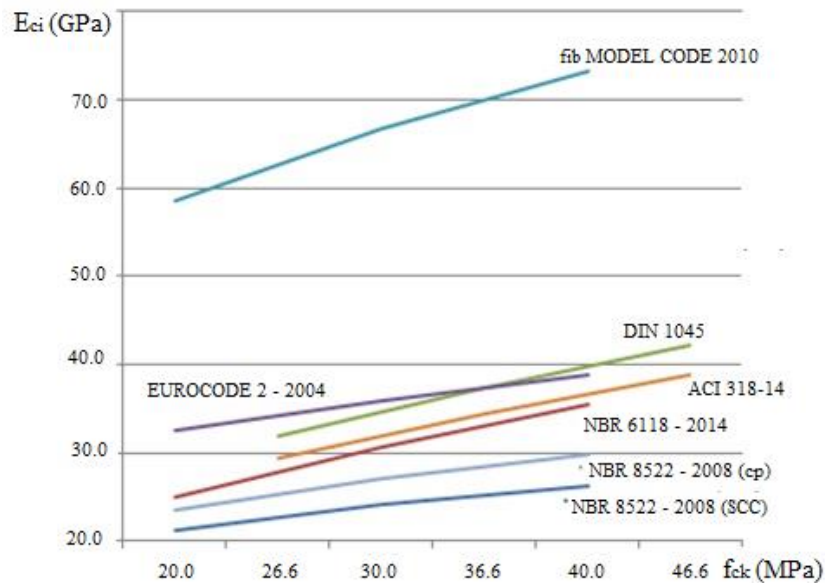


Figura 9. Módulo de elasticidade Estático Tangente Inicial de acordo com os modelos de previsão (28 dias)

5. CONCLUSÃO

- ✓ A partir da revisão bibliográfica e do estudo experimental realizado para esta pesquisa é possível concluir que para mesmos materiais e uma mesma relação água/cimento, em massa, para diferentes consistência do concreto fresco e diferentes consumo de materiais por m^3 , a resistência à compressão mantem-se igual;
- ✓ O Módulo de elasticidade, ao contrário, varia segundo a consistência do concreto fresco mesmo que os concretos sejam produzidos com mesmos materiais e mesma relação a/c;
- ✓ O módulo de elasticidade estático tangente inicial a origem, assim como o módulo dinâmico, foram sempre maiores para o concreto de consistência plástica em comparação ao concreto auto-adensável;
- ✓ A correlação encontrada neste trabalho de 1,5 entre o módulo de elasticidade estático tangente à origem e o módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom concorda com PUNDIT, 1998; GUIMARÃES, 2006.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7211: Agregados para concreto. Rio de Janeiro, 2005.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR. NBR 8802: Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro. 2013.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR. NBR 9479: Argamassa e concreto - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2006.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR. NBR 11578: Cimento Portland composto - Especificação. Rio de Janeiro, 1991.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR. NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR. NBR 11578: Cimento Portland Composto Especificação. Rio de Janeiro, 1991.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR. NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15823-2: Concreto auto-adensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15900-2: Água para Amassamento de Concreto. Parte 2 Coleta de amostras e ensaios. Rio de Janeiro, 2009.

ACI - 318 - Building Code Requirements for Structural Concrete, 2014.

Almeida, S. (2012), “*Análise do Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico do Concreto de Cimento Portland através de Ensaio de Compressão Simples e de Frequência Ressonante*”. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 213p.

Andrade, W. (1997), Laboratório de Concreto e Departamento de Apoio e Controle Técnico – “*Concretos: Massa, Estrutural, Projetado e Compactado com rolo (Ensaio e Propriedades)*”. Ed.PINI. São Paulo.

Barbosa, I.L.S.; Geyer, A.B. (2010), “*Influência dos agregados graúdos da Região de Goiânia no módulo de deformação tangente inicial do concreto*” in: 52º Congresso Brasileiro de Concreto – IBRACON.

Battagin, I. (2008), Módulo de Elasticidade do Concreto – “*Normalização, fatores de influência e interface com o pré-moldado*”. Concrete Show.

Benetti, J. (2012), “*Avaliação do Módulo de Elasticidade Dinâmico de Concreto Produzido com Agregado Graúdo Reciclado de Concreto*”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Brasil.

British Standard Association. (1986), “*BS 1881 Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete*”.

Callister, W. D. (2000), *Ciências e engenharia de materiais: uma introdução*. 5. ed. Rio de Janeiro:

Livros Técnicos e Científicos.

Canesso, F.; Correa, E.; Silva, A.; Aguilar, M.; Cetlin, P. (2008), *Módulo de Elasticidade Dinâmico e Estático do Concreto*. 18º CBECiMat. Porto de Galinhas, Brasil.

Canovas, M. F. (1988), *Patologia e Terapia do Concreto Armado* – Coordenação técnica L. A . Falcão Bauer, São Paulo, PINI.

- Castro, A.; Libório, A.; Pandolfelli, V. A (2011), *Influência do tipo de cimento no desempenho de concretos avançados formulados a partir do método de dosagem computacional*.
- Coutinho, A.S.; Gonçalves, A. (1994), *Fabricação e propriedades do concreto*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Vol. III, Lisboa.
- Cunha, J.C. (2000), “*Módulo de Elasticidade do Concreto*” – Informador das Construções, Ed.1424, Belo Horizonte - MG, julho.
- DIN – 1045 (2013), Reinforced and Prestressed Concret Design.
- EUROCODE -2 Design of concrete structures – Part 1 – 1: General rules and rules for building, 2004.
- Evangelista, A.C.J. (2002), *Avaliação da Resistência do Concreto usando diferentes ensaios não destrutivos*. 2002. 219p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- Fib Model Code – Comitê Euro Internacional do Betão. 2010
- Guimarães, C. (2006), *Avaliação do uso da água Magnetizada na Produção de Concretos em Centrais*. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Escola de Engenharia da UFMG.
- Helene, P. (1998), *Estudo da Variação do Módulo de Elasticidade do Concreto com a Composição e Características do Concreto Fresco e Endurecido*. Relatório Técnico do Convênio EPUSP-CPqDCC/ABCP, n.10.122.
- Helene, P. (2002), *Módulo de Elasticidade: Dosagem e Avaliação de Modelos de Previsão do Módulo de Elasticidade do Concreto*. In: IBRACON 44º Congresso Brasileiro do Concreto.
- Leal, A. (2012), *Investigação Experimental do Módulo de Elasticidade nos concretos produzidos em Brasília*. Dissertação de Mestrado. Brasília.
- Malhotra, V. M.; Carette, G. G.; Bilodeau, A.; Sivasundaram, V. (1991), Some Aspects of Durability of High – Volume ASTM Class F (low – calcium) Fly Ash Concrete, ACI Special Publication, (V. M. Malhotra, ed.) SP 126:65 – 82.
- Mehta, P.; Monteiro, P. (2008), *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 3º edição, Ed Ibracon.
- Neville, M. A. (2013), *Tecnologia do Concreto*, São Paulo, 2º edição, PINI.
- Vasconcelos, A.; Giamusso, S. (2009), *O Misterioso Módulo de Elasticidade*.
- Niemczewski, J.S. (2014), *Agregados para Argamassa e Concreto*. Universidade de Caxias do Sul (UCS). Laboratório de Materiais de Construção. Porto Alegre.
- Nunes, F. W. G. (2005), *Resistência e Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação de Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.
- Pinheiro, L.; Muzardo, C.; Santos, S. (2007), *Apostila: Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifícios*. Universidade de São Paulo, São Carlos, 380p, maio.
- Shehata, L.D. (2005), *Deformações instantâneas de concreto*. In: ISAÍIA, G.C. (Ed). *Concreto: Ensaio, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON.
- Silva, E. F. (1997), *Concreto de Alto Desempenho: Estudo de Propriedades Mecânicas*. 1997. 166 f. Dissertação (Mestre em estruturas) Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília.
- Terzian, P.; Helene, P. (1993), *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*. 383p.



Puesta en valor de una escuela patrimonial en zona de alto riesgo sísmico: un caso de estudio

N. Maldonado¹, P. Martín¹, I. Maldonado¹, F. Calderón^{1,2}

¹ CeReDeTeC, Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnológica Nacional.

² Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica, CeReDeTeC Facultad Regional Mendoza Universidad Tecnológica Nacional

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i2.66>

Artículo recibido el 12 de febrero de 2014, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de mayo de 2014. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2015 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2014.

RESUMEN

La Escuela Mitre es un edificio educacional monumental, habilitado en 1906, de mampostería cerámica cocida sin encadenar. Durante su vida útil ha sufrido daños debido a los terremotos impulsivos de Mendoza, Argentina, a los cambios en los materiales y a la falta de mantenimiento. La metodología de estudio ha incluido las siguientes etapas: una inspección detallada, las decisiones de emergencia, el análisis de las condiciones de conservación del edificio, el diagnóstico y las alternativas de rehabilitación. Con los datos de campo y de laboratorio, se ha modelado el edificio mediante elementos finitos. Las ventajas del uso del hormigón en la rehabilitación es lograr el menor costo y el mejor desempeño estructural de acuerdo con las normas de rehabilitación vigentes, pero desde el punto de vista patrimonial, se ha preferido la combinación de estructuras de acero que no interfieren con la fábrica original y la rehabilitación de fundaciones con hormigón armado.

Palabras clave: patrimonio; seguridad; sismorresistente; puesta en valor.

ABSTRACT

The Mitre School is a monumental building enabled in 1906 using fired ceramic masonry without tie-reinforcement. During its service life it has suffered damages from impulsive earthquakes in Mendoza, Argentina, as well as from changes in the materials and lack of maintenance. The methodology of study included the following stages: a detailed inspection, emergency decisions, analysis of conservation state of the building, as well as the diagnosis and rehabilitation alternatives. With the data from the field and laboratory tests, the building was modeled by using finite elements. The advantages of the use of concrete in the rehabilitation include the lowest cost and the best structural performance according to rehabilitation standards in force; nonetheless, from the standpoint of heritage, the combination of steel structures, that do not interfere with the original factory, and the rehabilitation of reinforced concrete foundations are preferred.

Keywords: heritage; safety; seismic resistant; enhancement.

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

© 2014 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 4, No. 2, Mayo – Agosto 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 mayo 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. INTRODUCCIÓN

Una alternativa que contribuye a la construcción sustentable es el reciclado o la actualización de las estructuras existentes. Esta problemática se agudiza en el caso de edificios con valor patrimonial cuando hay que habilitarlos para uso público en una zona de elevado riesgo sísmico, donde es difícil seguir estrictamente los principios de las diferentes cartas de restauración y la tarea es un reto a la ingeniería estructural (Maldonado et al, 2011).

El edificio de la Escuela Mitre está declarado en el patrimonio de Mendoza, Argentina. Es un edificio educacional monumental de un solo nivel, con un patio claustal rodeado de galerías a las que dan las aulas. Construida desde 1888 y habilitada en 1906, es de mampostería de ladrillos cerámicos cocidos de espesor mayor a 0,40 m. La escuela ha sufrido durante su vida útil distintos daños debido a los terremotos locales impulsivos de fuente cercana (INPRES, 1989) a los cambios en los materiales de la arquitectura y a la falta de mantenimiento.

La metodología de estudio ha incluido las siguientes etapas: una inspección detallada, las decisiones de emergencia, el análisis de las condiciones de conservación del edificio, el diagnóstico y el estudio de alternativas de rehabilitación (Maldonado y Michelini, 2000).

Con los datos de campo y de laboratorio, se ha modelado el edificio mediante elementos finitos, incluyendo la interacción con un suelo de muy baja capacidad portante y se ha analizado el comportamiento de diferentes materiales para la rehabilitación (CeReDeTeC 2000, 2010).

En la decisión de la puesta en valor se han considerado no sólo los costos sino la disponibilidad de tecnología local. Las ventajas del uso del hormigón en la rehabilitación es lograr el menor costo y el mejor desempeño estructural de acuerdo con las normas de rehabilitación vigentes, pero desde el punto de vista patrimonial, se ha preferido la combinación de estructuras de acero que no interfieren con la mampostería original y solamente la rehabilitación de las fundaciones con hormigón armado. La verificación de la seguridad estructural se ha realizado con técnicas de identificación de sistemas a través de medición de microvibraciones, comparando los resultados previos a la ejecución de la obra y al terminar la rehabilitación de la misma.

2. CASO DE ESTUDIO: ESCUELA MITRE

Para el estudio se tuvieron en cuenta la Carta de Venecia (1964), la Carta del Restauro (1972), el Código de Construcciones Sismorresistentes (CCSR87) de Mendoza (1987) y los documentos de Federal Emergency Management Agency (FEMA) N° 273 (1997) y N° 546 (2006).

2.1 Valoración patrimonial

La Escuela Bartolomé Mitre fue declarada dentro del Patrimonio Cultural de la Provincia de Mendoza por Decreto N° 1617 del 01/10/1993. La valoración como bien patrimonial se fundamenta en su aspecto arquitectónico documental, el aspecto monumental por su tipología escasa y de extinción y el valor significativo para su comunidad (Figura 1).

Su estilo de edificación corresponde a la política educativa implementada por la Ley Láinez (1905) respecto a la edificación escolar en todo el territorio nacional (Grementieri y Shmidt, 2010). El proyecto de construcción de la escuela Mitre se inició en 1888, pero su ejecución sufrió los avatares de las crisis políticas y económicas (1890) del país, con interrupciones prolongadas hasta su inauguración en 1906. Es un edificio diseñado específicamente para escuela, de una planta, sobre un esquema de patio central cuadrado (Y), rodeado de galerías hacia donde se abren los locales principales (C) en el frente principal. Hay un segundo patio con otro bloque de aulas y un tercer patio con servicios sanitarios. Hacia 1957 se vendió el terreno del patio sur, tapiando

las aberturas y perdiendo iluminación las aulas del costado sur (Figuras 2, 3, 4). Las distintas intervenciones durante su vida útil, más de 70 años, mejoraron su comportamiento original pero agravaron los problemas de habitabilidad (CeReDeTeC, 2000).

Como propietario de este edificio el Gobierno de la Provincia de Mendoza requiere una puesta en valor como institución educativa, por ello se inician en 1999 los estudios correspondientes y se continúan en 2010.



Figura 1. Aspecto de la fachada (año 2000)

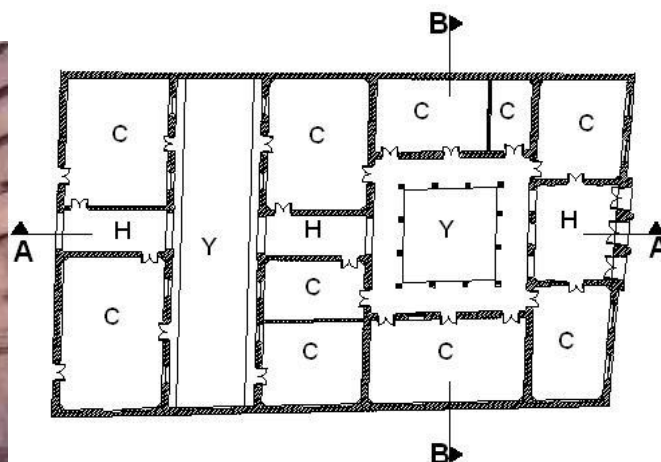


Figura 2. Planta general del edificio

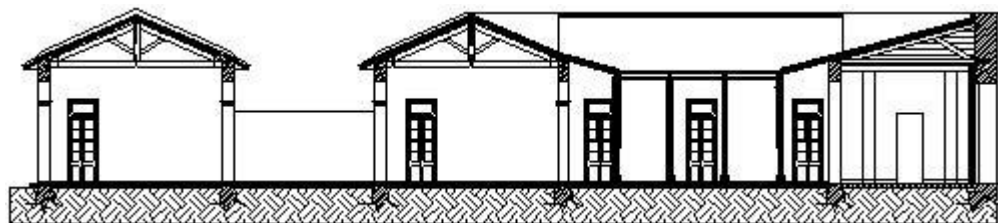


Figura 3. Corte A-A

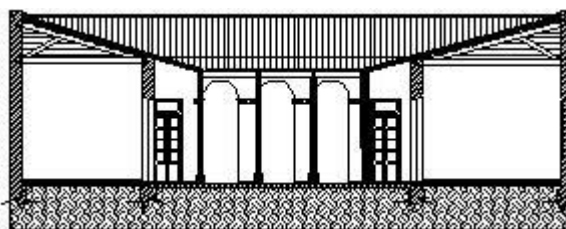


Figura 4. Corte B-B

2.2 Inspecciones y relevamientos

Se realizó una exhaustiva exploración de las patologías que presenta el edificio, evaluándose entre otros el daño durante la década transcurrida entre el primer estudio y el último. Uno de los daños de la mampostería se debe al terremoto de 1985, con fisuración en los tímpanos de los muros a 45° y la separación del frente luego de sismos importantes en 2005 y 2006. También se detecta una importante fisuración en los arcos debido a los asentamientos de las fundaciones (CeReDeTeC, 2000; AHTER, 2007).

Se observan eflorescencias a nivel de piso y a media altura, producto de la falta de capa aisladora en el cimiento y a la modificación de las condiciones de ventilación por colocación de un piso de

mosaicos en reemplazo del piso de madera flotante original con la anulación de la cámara de ventilación y la presencia de varias capas de pintura al aceite en los muros hasta una altura de 1,80 m, que impiden la evaporación de la humedad de la caja muraria.

El estudio de suelos detecta pérdidas permanentes en los desagües cloacales y pluviales, con el consiguiente aumento del tenor de humedad y presencia de fisuras en la mampostería por asentamientos, que se mantienen en actividad creciente, por el tipo de suelo existente y el aporte de agua por el uso de instalaciones (CeReDeTeC, 2000, 2010).

2.3 Medidas de emergencia

La seguridad estructural se ha degradado por el uso y por el tiempo y no puede ser utilizado el edificio hasta tanto no se rehabilite. Se deben eliminar los aportes de agua al suelo hasta la consolidación de sus fundaciones.

Para llevar este edificio histórico a un nivel de norma de seguridad de hoy en día, es casi necesaria la adecuación de su estructura. Sin embargo, el valor histórico puede perderse debido a la intervención, por lo tanto se necesitan nuevos enfoques para alcanzar la seguridad suficiente.

2.4 Análisis de las condiciones de conservación

2.4.1. Estabilidad de la edificación. La estructura portante del edificio consiste en gruesos muros de mampostería y columnas de mampostería. Tiene una cubierta metálica con estructura de sostén de madera con cabreadas, correas y relleno de caña y barro. La cimentación original existente está conformada por cascotes y piedras unidas con mortero de cal, de 0,60 cm de ancho y 0,90 m de profundidad como valor promedio.

Del análisis de carga de la cubierta se comprueba que las secciones no son suficientes para el nivel de carga permanente y el estudio de suelos determina que los cimientos existentes no tienen capacidad suficiente para la combinación de cargas verticales y horizontales (CeReDeTeC, 2000).

2.4.2. Ensayos de campo y laboratorio. Se identifica el material utilizado como mampuesto, en este caso se extraen solamente dos ladrillos de los cuales se determinan la densidad del volumen total (Norma IRAM 12593) de 1,65 g/cm³, la capacidad de absorción por agua fría (Norma IRAM 12588) de 22 % y la resistencia a compresión (Norma IRAM 12586) de 40 MPa.

Se extraen 7 probetas de mampostería mediante sierra de corte para caracterizar las capacidades resistentes, de tamaño de 0.25x0.25x0.30 m, de las cuales 4 se ensayan a compresión y 3 a compresión y corte mediante gatos hidráulicos con elementos de aplicación de carga con rótula esférica para acomodar las probetas debido a encabezados no nivelados (ver Figuras 5 y 6). Los resultados obtenidos (Tabla 1) permiten clasificar a la mampostería como de baja capacidad portante (menos de 7,5 MPa según CCSR87).

El estudio de suelos permite clasificar el suelo: los primeros 4,50 m son suelos finos con plasticidad, continuo y con 38% de humedad (CL) y bajo los mismos subyacen suelos aluvionales y semi-residuales entrecruzados de muy buena conformación geotécnica (GP), no presentando discontinuidades hasta los -9,0 m; analizados mediante exploración de pozos a cielo abierto. También se midió la velocidad de onda de corte (ensayo up hole; equipo Geometrics y geófonos verticales) de la parte superior, valor que no superó los 200 m/s y a partir de los 4,50 m fue de 365 m/s.

Tabla 1. Resultado de los ensayos

Item	Unidad	Valor
Densidad del mampuesto (promedio)	g/cm ³	1,65
Capacidad de absorción en agua fría del mampuesto (promedio)	%	22
Humedad del mampuesto (promedio)	%	15 – 20
Resistencia a compresión del mampuesto (promedio)	MPa	4,0
Resistencia a compresión de la mampostería (promedio)	MPa	2,5
Resistencia a compresión – corte último de mampostería	MPa-MPa	0,242 - 0,478
Resistencia a compresión – corte último de mampostería	MPa-MPa	0,494 - 0,805
Resistencia a compresión – corte último de mampostería	MPa-MPa	1,098 - 0,972



Figura 5. Disposición de la máquina de ensayo a compresión y estado de fisuración de la probeta



Figura 6. Disposición de los gatos hidráulicos de carga de compresión y corte y los estados de las probetas antes y después del ensayo

Los parámetros geotécnicos fueron determinados en laboratorio de muestras indisturbadas extraídas a distintas profundidades y del ensayo de plato de carga (según norma ASSTHO t222 81) con un equipo de carga que se acciona a través de una central oleohidráulica en forma manual, y son los parámetros que se utilizan para modelar el comportamiento de la fundación.

La velocidad media de onda de corte es la propiedad más significativa del suelo para la clasificación de sitio en zona sísmica; sin embargo no siempre está disponible, por lo que se acepta la correlación con los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT) y que para este caso corresponde a un tipo espectral 2 (INPRES-CIRSOC 103, T I, 2009).

También se realizaron estudios complementarios de detección de metales y gammagrafía, los que no detectaron presencia de armaduras. Los cateos, ubicados en sector de dinteles, tampoco indicaron presencia de armaduras pasantes en la estructura de mampostería. Sólo se pudieron detectar tensores en la zona central de los pasillos, ubicados superficialmente, producto de una de las primeras intervenciones para conformar un sistema de arriostramiento del edificio, no suficiente para evitar el daño por sismo.

2.4.3. Control de vibraciones. La efectividad de la rehabilitación se evalúa mediante técnicas de identificación de sistemas. La misma consiste en medir las propiedades dinámicas de la estructura a través de vibración ambiental antes, durante y después de realizado el refuerzo estructural. Las vibraciones de baja amplitud provienen de distintas fuentes, entre ellas, del tránsito vehicular, de los microtemores, del viento, etc. En general en contenido de frecuencia de estas vibraciones es amplio o sea que su espectro de Fourier es prácticamente constante (un proceso estocástico estacionario, ruido blanco gaussiano en una gama de frecuencias de interés). El parámetro utilizado para medir la eficiencia del refuerzo estructural en este caso fue el periodo de los muros medido en la parte superior de los mismos. Antes de iniciarse los trabajos de refuerzo se midió la vibración ambiental en la estructura a fin de conocer los periodos de la misma con el nivel de daño existente. Una vez consolidada la fundación y reforzados los muros, se realizaron nuevas mediciones y de esta manera se puede conocer el grado de recuperación que ha tenido la estructura hasta esa etapa. El método para determinar los periodos es el de detección de picos, el cual consiste en obtener los espectros de densidad de potencia (espectro de Fourier al cuadrado) para los registros de aceleración, donde se identifican de manera visual los periodos de vibración de la estructura estudiada (Palazzo, 2000). Para la medición de vibraciones se utilizó un acelerómetro Basalt de Kinometrics. La duración de los registros es de 1 minuto y la frecuencia de muestreo de 200 Hz. En la Figura 7 se presenta el instrumental utilizado y un registro de aceleración debido a vibraciones ambientales.

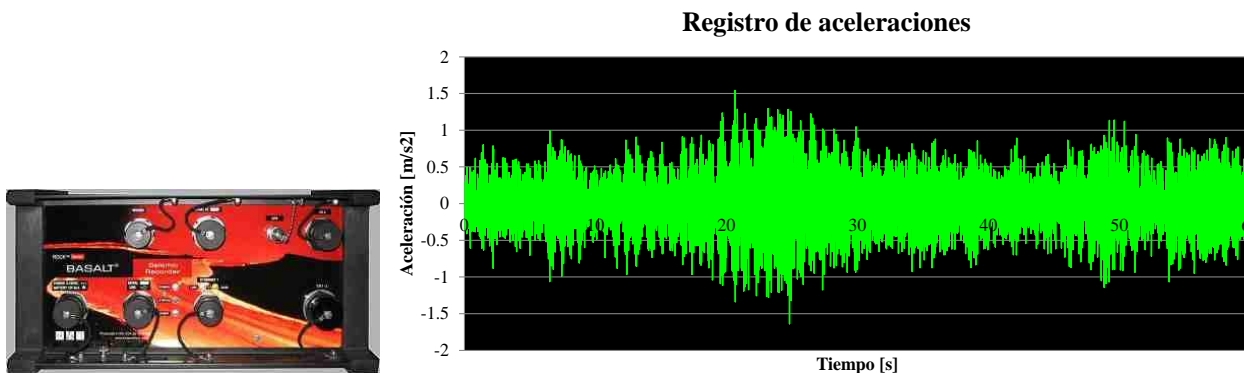


Figura 7. Acelerómetro digital Basalt (Kinometrics) y un registro de aceleraciones.

2.5 Diagnóstico

Se procede a modelar la estructura y el comportamiento del suelo bajo los cimientos utilizando los parámetros obtenidos en campo y laboratorio para verificar el daño estructural aplicando 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 actualmente (ver Figura 8). Los daños observados en el edificio corresponden no sólo al problema del terremoto de 1985 y de los sismos importantes posteriores, sino a la falta de capacidad portante del suelo (Maldonado et al, 2011).

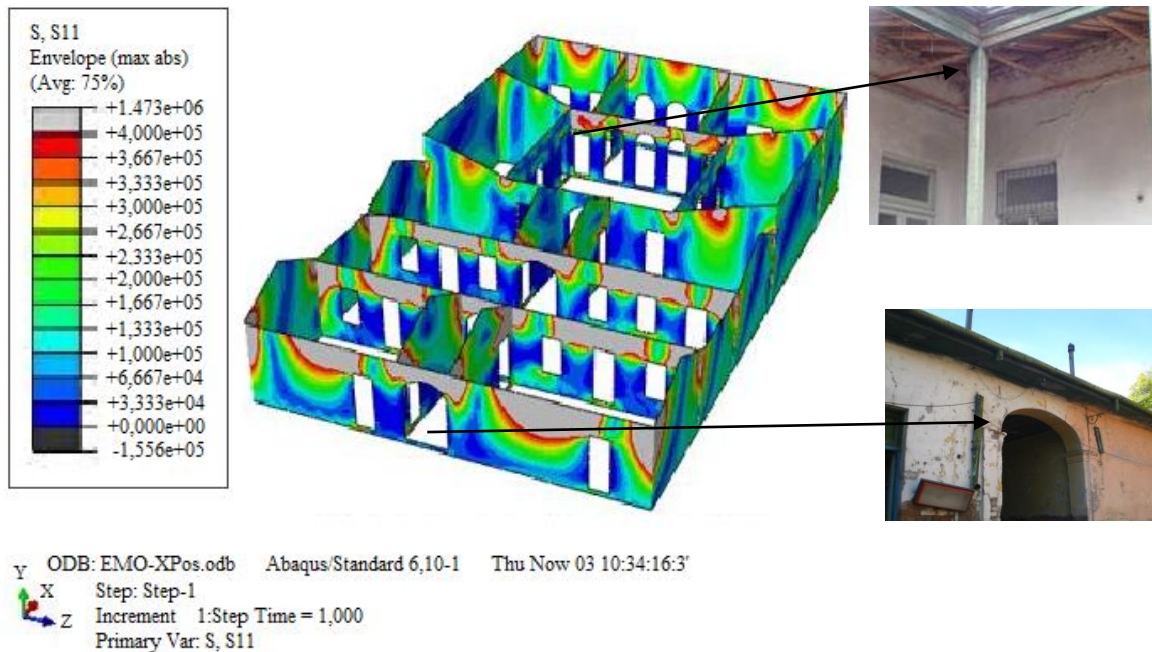


Figura 8. Correspondencia entre modelación de estado tensional y estado de daño del edificio

El diagnóstico indica la necesidad de reforzar las estructuras de mampostería, a fin de evitar deformaciones no compatibles con la mampostería.

2.6 Proyecto de rehabilitación

La propuesta de diseño estructural de rehabilitación debe cumplimentar dos aspectos:

- cumplimentar los requerimientos para asegurar que la estructura tenga seguridad suficiente frente a la sismicidad local
- recuperar el monolitismo con el que fue diseñado el edificio
- refuerzos adicionales de ser necesarios

Desde un punto de vista técnico es factible la recuperación. Desde un punto de vista económico se analizan las alternativas posibles en cuanto a costos con tecnología local (Maldonado et al, 2011).

La rehabilitación estructural de edificios históricos puede acompañarse ocultando los nuevos elementos estructurales o exponiéndolos. A veces se prefiere la exposición de nuevos elementos estructurales, porque alteraciones de este tipo son reversibles; esto es que podrían concebirse como que en un futuro se pueden cambiar sin pérdida del carácter histórico del edificio (Maldonado y Michelini, 1999). La decisión de ocultar o exponer elementos estructurales es compleja y se ha consensuado con los profesionales de la preservación participantes del proyecto de puesta en valor.

Se propone para cumplimentar los requerimientos estructurales (CeReDeTeC, 2010):

- Optimizar la fundación existente, consolidando el cimiento de cascotes mediante la inclusión de vigas de fundación de altura semejante a la altura del cimiento existente y la construcción de pilas de fundación hasta alcanzar el estrato de suelo resistente, ubicado por lo menos a 9 m de profundidad. Donde las condiciones de vecindad lo permita la viga de fundación estará conectada mediante pasadores metálicos entre sí o entre la viga y el cimiento en el caso de ubicación en la medianera o frente.
- Conformar un reticulado metálico en la parte superior del edificio, a fin de arriostrar en ambas direcciones los muros de mampostería mediante vigas metálicas ancladas a las paredes y perfiles metálicos, triangulando el espacio a cubrir. Este reticulado metálico se ubica de forma tal que el cielorraso suspendido no lo deja en evidencia y permite a su vez ser utilizado para ubicar cañerías de instalaciones (electricidad y aire acondicionado).
- Transmitir los esfuerzos de la estructura a las fundaciones a través de columnas metálicas ancladas en la estructura de mampostería y en la estructura de fundación.
- Se considera prioritario el saneamiento de la totalidad del sistema de desagües pluviales y cloacales. Para ello, se debe realizar el nuevo sistema de captación y evacuación de las aguas, debiéndose considerar su anulación y reemplazo, por los nuevos desagües construidos con materiales tecnológicamente mejores y disponibles en la actualidad.
- El estado actual de la cubierta metálica del edificio no es adecuado para conservar el interior del mismo libre de agua de lluvia, ya que se encuentra en avanzado proceso de corrosión. Esto obliga a reemplazarlas a la brevedad, siendo necesario rehacer canaletas para desagües pluviales y babetas y resolver el acceso de agua de lluvia en los muros de cierre.
- Para recuperar el monolitismo de la estructura de mampostería se propone el uso de lechadas de inyección cementicias o epoxis, según el espesor de las fisuras para recuperar la adherencia de mampuestos y morteros. En función del espesor de las fisuras podrá realizarse el cosido de la mampostería, en especial en el caso de los arcos.

Para la rehabilitación se considera el Capítulo 8 del Código de Construcciones Sismorresistentes de la Provincia de Mendoza (1987) sobre: “Modificaciones o reparaciones de obras existentes”, que evalúa los siguientes aspectos:

- Importancia de la obra actual: Corresponde a I.1. Obras importantes: por tratarse de una estructura dañada con valor patrimonial histórico.
- Calidad sismorresistente de la obra primitiva: Corresponde a C.4. Obras de mala calidad: las que no fueron proyectadas conforme a esta norma y presentan signos de funcionamiento estructural anómalo, cuya ejecución es defectuosa o bien no tienen un sistema resistente completo. Construcciones que no se ajustaron a los códigos vigentes al momento de su construcción o sin previsiones sismorresistentes.
- Capacidad sismorresistente de la obra primitiva: Corresponde a alcanzar S1: seguridad suficiente $r > 100\%$. Para alcanzar el nivel de seguridad corresponde: reparación de daños y ajuste completo al Código, o bien ampliaciones independientes y programa de sustitución.

La estrategia planteada para la verificación estructural del edificio formula un modelo (Figura 9) de elementos finitos no lineal, utilizando elementos isoparamétricos de 8 nodos (3D), 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, por los distintos descensos de apoyo que la misma ha sufrido (Plaxis VB, 2004; Abaqus, 2011), y por otro lado se analiza la estructura, en forma lineal, mediante un software de elementos finitos, que permite el diseño y verificación de la solución propuesta y que permite dimensionar los distintos elementos estructurales (SAP, 2000). En la Figura 10 se puede observar un resultado representativo del estudio numérico realizado. 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. El sistema estructural subsistente, en particular los muros, mantienen un nivel de tensiones por debajo de su capacidad.

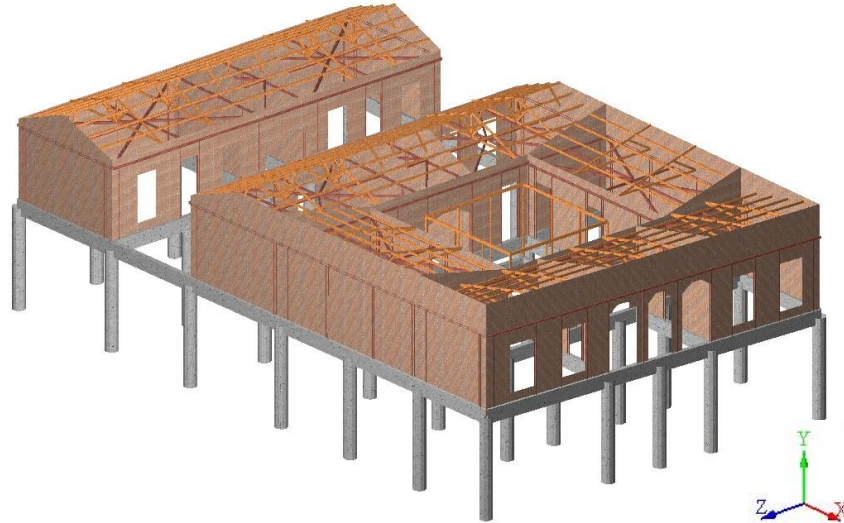


Figura 9. Modelo estructural adoptado

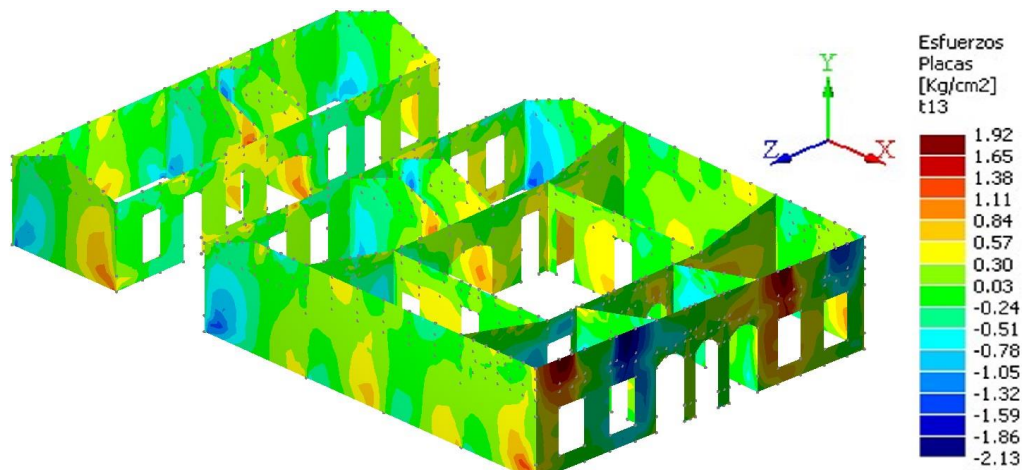


Figura 10. Estado tensional del modelo

Para la determinación de las acciones se considera 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. El coeficiente sísmico resultante es 0,655, teniendo en cuenta un coeficiente zonal de 0,30, el uso público ($\gamma_d= 1,4$), ductilidad ($\gamma_{du}= 1,3$), vinculación ($\gamma_{vi}= 1$) y coeficiente de suelo ($s= 1,2$) (CCSR 87, 1987).

3. EJECUCIÓN DE LA PUESTA DE VALOR

La rehabilitación estructural se encuentra actualmente finalizada. La misma se inició por sectores para asegurar la capacidad portante de las fundaciones en primer lugar (Figura 11) y avanzar luego en la capacidad de la superestructura (Figura 12).

Durante la ejecución de la obra se presentaron distintas situaciones que modificaron algunos aspectos constructivos de las vigas de refuerzo de fundación de hormigón armado y los arcos. En particular, se encontró con una intervención bajo las pilas que sostienen los arcos en el patio central, se trata de una platea de fundación de unos 0,60 m de espesor. Se adoptó mantener esta base y vincularla al sistema estructural, debido a que las vibraciones producidas en la demolición podrían generar daños adicionales a la estructura.



Figura 11. Excavación de pozo, detalle de armado de cabezal, de vigas exteriores al cimiento existente y encuentro de vigas interiores y cabezal de fundación



Figura 12. Emparrillado metálico triangulado a nivel de techo, anclaje de columnas en vigas de fundación y columnas y vigas metálicas de encadenado ancladas en la mampostería

Las vigas de fundación, fueron ejecutadas con hormigón H20 (20 MPa) y acero de construcción DN-420, la densidad media del hormigón simple es de 2300 kg/m³, los pocos elementos de hormigón armado introducidos en la caja muraria para coser grietas de mayor magnitud, fueron de resistencia limitada, no superando un hormigón de calidad H15 (15 MPa).

La eliminación de revoques y pinturas ha permitido apreciar el estado de daño en la mampostería, donde se han adoptado distintas técnicas de recuperación, según la ubicación y nivel de fisuración (Figura 13 y 14). La propuesta de recuperar el piso de madera con la cámara de aire ha permitido eliminar la humedad de la mampostería, dado el tiempo transcurrido de la obra que se ha mantenido al aire y al efectivo funcionamiento de las ventilaciones.



Figura 13. Fachada antes y después de la reparación de la mampostería. Arcos dañados y arcos reparados después de la consolidación



Figura 14. Estado de la mampostería previo a la intervención, estado de la mampostería luego de la recuperación de la cámara de aire y reparación de la mampostería con inyecciones y cosido.

Para los resultados de la medición de vibraciones ambientales se presenta la Densidad Espectral de Potencia normalizada (|PSD|). En la Figura 15 se muestra el análisis del muro sur, la curva roja es el espectro de potencia obtenido a partir de las mediciones tomadas en la estructura dañada antes del comienzo de los trabajos de refuerzo, donde se observa que el periodo fundamental de ese muro es de 0,084 s en sentido perpendicular al muro. Luego del refuerzo de fundaciones y reparación de fisuras se realizan nuevas mediciones de vibraciones, donde la curva azul es el espectro de potencia. El corrimiento del pico a 0,072 s representa una disminución del periodo del muro en el sentido analizado. Debido a que la masa no cambió significativamente, el cambio sería atribuible al aumento de rigidez de 36% estimado según la ecuación (1) derivada de la ecuación de periodo para un vibrador de un grado de libertad.

$$I_{rigidez} = \left[\left(\frac{T_{inicial}}{T_{final}} \right)^2 - 1 \right] \times 100 \quad (1)$$

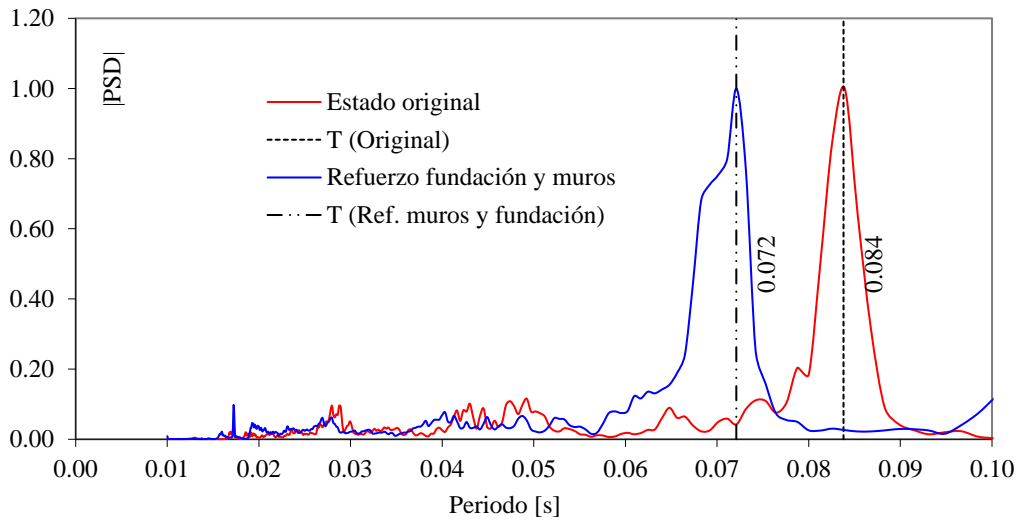


Figura 15. |PSD| muro analizado. Estado original, reforzado y periodo teórico.

Este índice de aumento de rigidez se evaluó en cada posición [POS #] que se indican en la Figura 17 y cuyos resultados se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Índice de rigidez para los muros estudiados

Posición	Irigidez [%]	Dirección analizada
POS 1	0	N-S
POS 2	0	N-S
POS 3	3	N-S
POS 4	0	N-S
POS 5	91	E-O
POS 6	16	N-S
POS 7	36	N-S
POS 8	72	N-S

Finalmente una vez realizado el emparrillado metálico cuyo objetivo fue el de rigidizar a nivel de cubierta el edificio, se miden nuevamente las vibraciones para conocer el periodo final del edificio. En la Figura 16 se presenta el espectro de potencia, donde se ve que el periodo final de la estructura es de 0,059 s.

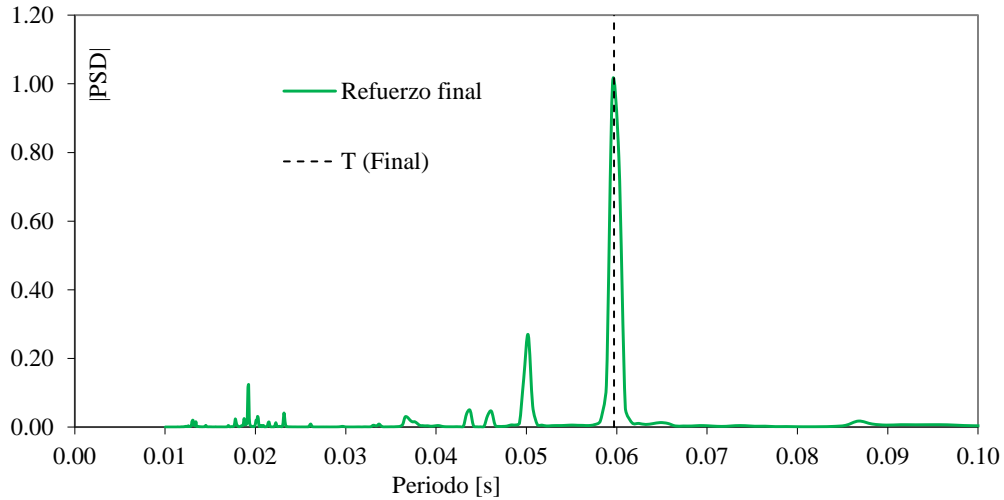


Figura 16. |PSD| Período final de la estructura.

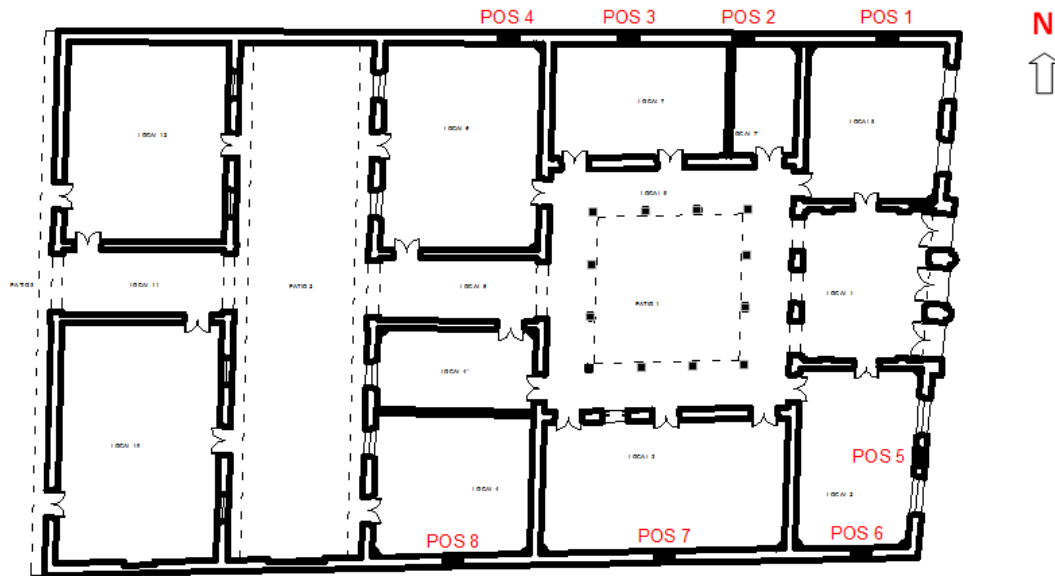


Figura 17. Posición de las mediciones de vibraciones ambientales.

El costo total de la recuperación estructural (840m²) con valores actualizados al mes de diciembre de 2013 ascendió a \$11.664.280,00, es decir que el costo unitario es de \$ 13.886,05/m². El costo de construcción medio de una obra pública de acuerdo a los montos de licitación de las últimas obras concursadas es del orden de \$10.200,00/m². Como se puede observar los valores son superiores a una construcción nueva e incluso mucho mayor a la estimación realizada por el Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza que es de \$ 6.355/m². Esto puede deberse a distintos factores, por un lado la rehabilitación prevista incluye la restitución de molduras en fachadas, que implicaron una gran cantidad de horas de artesanos muy calificados y por otra parte al modo de contratación realizado. La obra se contrató por ajuste alzado, en lugar de realizarse por unidad de medida, dando lugar a un sinnúmero de imprevistos y adicionales de obra.

4. CONCLUSIONES

En esta rehabilitación se asegura un comportamiento adecuado de la fundación frente a la acción sísmica mediante una intervención importante, por otra parte se garantizan los requerimientos patrimoniales sin objeciones.

La rehabilitación de este edificio patrimonial solo se justifica cuando es inevitable y donde las técnicas aplicadas deben compatibilizar los criterios de restauración con la tecnología y mano de obra local disponibles.

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.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es parte del Proyecto PICTO RS 255 de la Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Mendoza y la Agencia Nacional para la Promoción Científica y Tecnológica FONCYT y Gobierno de Mendoza. Los autores desean agradecer al personal técnico de la UTN: Sebastián Panella, Juan Carlos Palencia, Alfredo Cueto, Claudio Dagne, Sergio Acosta, Adrián Fantinel, Juan Pablo Cordone, Diego Novillo y Marcelo Guevara, a los profesionales de la Subdirección de Patrimonio de la Provincia de Mendoza: Liliana Girini, Silvia Salustro, Mercedes Castro, Pedro Canepuccia y Emanuel Fernández, que han colaborado en el desarrollo del trabajo.

6. BIBLIOGRAFÍA

- ABAQUS (2011), “*Abaqus Analysis User’s Manual*”, 6.11. Simulia
- AHTER – INCIHUSA – CONICET (2007), Informe 2º Etapa: Diagnóstico y Pronóstico. ExEscuela Bartolomé Mitre, p. 54.
- AASHTO T 222-81 (1981) Standard Method of Test for Nonrepetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. p. 9.
- Carta del Restauo (1972) Gobierno de Italia.
- Carta Internacional sobre la Conservación y la Restauración de los Monumentos y Sitios (1964). 2º Congreso de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos, Venecia.
- CeReDeTeC (2000), Informe Técnico Escuela Mitre 2/2000, p. 88.
- CeReDeTeC (2010). Informe Técnico Escuela Mitre 15/2010, pp.105
- FEMA 273 (1997), “*Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”, NEHRP, Washington, D.C., p. 368
- FEMA 547 (2006), “*Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, NEHRP, Washington, D.C., p. 571.
- Gobierno de Mendoza (1987), “*Código de Construcciones Sismorresistentes de la Provincia de Mendoza*”
- Grementieri F., Shmidt C. (2010), “*Arquitectura, educación y patrimonio. Argentina 1600-1975*”, Pamplatina, Buenos Aires, p. 282.
- INPRES (1995), *Microzonificación sísmica del Gran Mendoza*. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. Resumen Ejecutivo. Publicación Técnica N°19, 269 pp, San Juan.

- INPRES-CIRSOC 103 (2009), “*Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I Construcciones en general*”, p. 120.
- Maldonado N.G., Michelini R.J. (1999), “*Técnicas aplicadas para la restauración de construcciones antiguas de mampostería en zona de elevado riesgo sísmico*”, Memorias V Congreso Iberoamericano CONPAT99, Montevideo, Uruguay, Octubre 1999, vol. III, pp. 1581-1586.
- Maldonado N.G., Michelini R.J. (2000), “*Rehabilitación de un edificio de mampostería histórica en zona de elevado riesgo sísmico: un caso de estudio*”, Proceedings Engineering Congress 2000, Buenos Aires, pp. 23-32.
- 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.
- Norma IRAM 12593 (2004), Ladrillos y bloques cerámicos para muros y tabiques. Método de ensayo de la densidad, del volumen total y del volumen macizo. p.11
- Norma IRAM 12588 (2006), Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros. Método de ensayo para la determinación de la capacidad de absorción de agua por inmersión en agua fría y en agua hirviendo. p.9
- Norma IRAM 12586 (2004), Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros. Método de ensayo de resistencia a la compresión. p.10
- Palazzo G. L. (2000), “*Identificación del daño estructural a través del cambio en las propiedades dinámicas*”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Tucumán. Argentina pp. 50-59. pp. 162.
- PLAXIS vb. V.7.2. (2004). Plaxis
- SAP 2000 (2000). Computers and Structures.