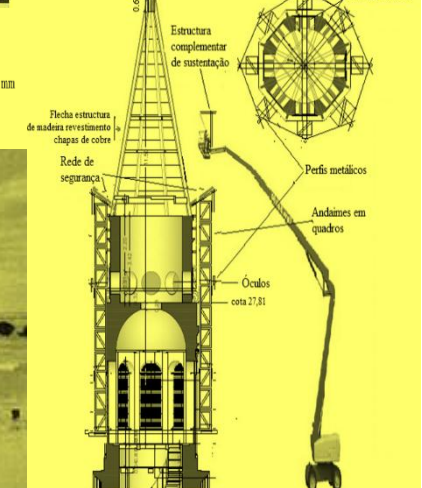
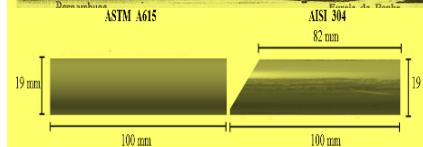
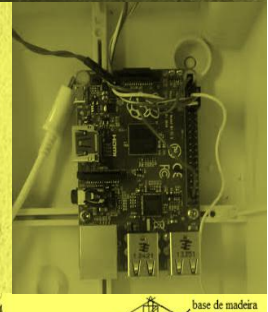
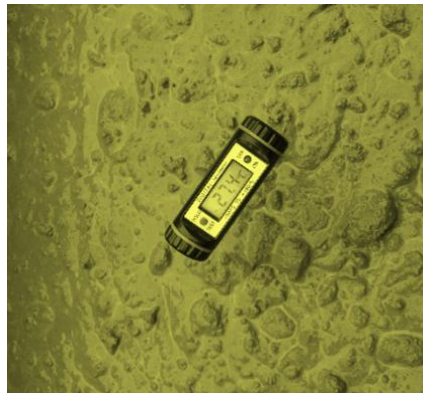
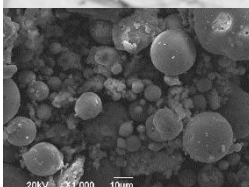


eISSN: 2007-6835

Volume 6

Setembro – Dezembro 2016

Número 3



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

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Presidente

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Técnico

Pedro Garcés Terradillos, **España**

Vicepresidente Administrativo

Margita Kliewer, **Paraguay**

Gestor

Bernardo Tutikian, **Brasil**

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

Universidade Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

**REVISTA LATINO-AMERICANA DE CONTROLE DE
QUALIDADE, PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DA
CONSTRUÇÃO**

www.revistaalconpat.org

É uma fonte de satisfação e alegria para a equipe da Revista ALCONPAT ver a primeira edição de nosso sexto ano publicada.

O objetivo da Revista ALCONPAT (RA) é a publicação de estudos de caso relacionados aos temas de nossa associação, ou seja, controle de qualidade, patologia e recuperação de edifícios, motivando, é claro, a apresentação de pesquisas básicas ou aplicadas, revisões ou pesquisa documental.

Esta edição do V6N3 começa com um trabalho do **Brasil**, onde C. G. N. Carlos Welligton Pires Sobrinho y Antonio Carlos Costa, falam sobre os efeitos da aplicação de técnicas de reparo mal projetadas em 1981, que, juntamente com a ausência de manutenção preventiva, vazamentos e até mesmo o crescimento de arbustos embutidos na alvenaria, levaram à instabilidade dos campanários da Basílica da Igreja de São Paulo. Penha Os autores apresentam e discutem o histórico, situação atual, técnicas e estratégias originais utilizadas no desenvolvimento do projeto de reforço estrutural de ambas as torres de sino da Basílica da Igreja da Penha.

No segundo trabalho, do **Argentina**, Jorge Daniel Sota e colegas apresentar um trabalho sobre a determinação do grau de maturidade do concreto in situ em uma estrutura. Seus resultados permitem determinar a curva de maturação do concreto estudado e estabelecer o grau de maturidade em cada uma das partes diferenciadas da estrutura. O uso desta metodologia e equipamento permite controlar a totalidade do concreto recebido, sua homogeneidade e monitorar sua resistência em tempo real.

No terceiro artigo do **Brasil**, Gustavo Macioski e colegas, analisam como o tipo de aço, o pH do meio e a proteção da superfície da barra de aço podem alterar as propriedades eletroquímicas deste metal. Para isso, aplicam a técnica de resistência à polarização linear em barras de aço para avaliar a corrosão das amostras. O estudo avaliou os aços CA-50, CA-60 e CP-175-RB, com ou sem proteção de superfície. A partir dos resultados é possível observar como as três variáveis influenciam os resultados da densidade de corrente e da taxa de corrosão.

O quarto artigo, de Jennifer A. Canul e colegas, vem da **México**. Os autores analisam o concreto feito com calcário moído de alta absorção (ACTAA) de Yucatán, México, considerado de baixa qualidade. Seus resultados indicaram que o CV pode ser usado em concreto com ACTAA como um agregado inerte fino, uma vez que consegue manter uma resistência à compressão semelhante à referência. Equações são apresentadas para a previsão de propriedades mecânicas.

O quinto trabalho desta edição é escrito por Trinidad Pérez e colegas do **México**, eles pesquisam sobre a influência da utilização de Inconel 182 como um terceiro material, nas propriedades mecânicas de diferentes aços inoxidáveis soldados a aços carbono com uso de eletrodo revestido, muito comum em soldagem de campo para construção. resultados mostram que quando as uniões são realizadas sem esse terceiro material, as propriedades mecânicas são superiores às das juntas soldadas com auxílio do Inconel 182.

No sexto artigo, de pesquisa documental, proveniente de **Brasil**, B. Fernandes e colegas, contribuem a análise de concretos com não conformidades, com foco nos efeitos de longa duração. Foi realizado um levantamento dos intervenientes na análise de não conformidades: evolução da resistência à compressão, a variabilidade dos resultados e critérios de aceitação do concreto. De forma complementar, é apresentado o estudo de caso de concretos não conformes empregados em estrutura mista (pilares metálicos preenchidos) que apresentaram resistências abaixo do especificado aos 28 dias. Esta análise, aliada a uma revisão do projeto e a uma inspeção criteriosa, pode auxiliar na tomada de decisão em casos de concretos não conformes

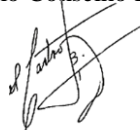
O sétimo trabalho de Yolanda Hernández e colegas do **Venezuela**, eles investigam una relación empírica entre la velocidad de corrosión de la armadura y la velocidad de ensanchamiento de fisuras por corrosión del recubrimiento de concreto en vigas, con o sin aplicación de carga. Los resultados demuestran que existe una relación directa entre la propagación del ancho de fisuras y la velocidad de corrosión, observando fisuras de mayor ancho en vigas cargadas.

O artigo que encerra esta edição é de Diego Jesus de Souza e colegas do **Brasil**, eles avaliam a possibilidade de negociar imóveis corporativos, levando em conta as expectativas dos usuários das empresas imobiliárias. Eles avaliadas as oportunidades e as alternativas: a compra de imóveis, aluguel de curto prazo, aluguel de longo prazo, construção personalizada e durabilidade. O resultado final da análise é a recomendação da alternativa de escolha, que melhor atende aos critérios priorizados pelas partes interessadas.

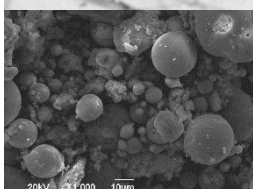
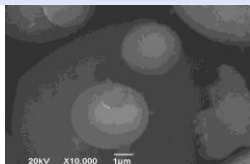
A revista ALCONPAT foi recentemente avaliada pelo CONACYT como internacionalmente competente, obtendo uma pontuação mais alta do que outros periódicos de sua classificação no quarto e terceiro trimestre do Scopus e do ISI.

<http://www.revistascytconacyt.mx/index.php/revistas/resultado/385>

Pelo Conselho Editorial



Pedro Castro Borges
Editor in Chefe



SUMÁRIO

	Página
C.W. A. P. Sobrinho, A. C. Costa: Histórico, situação e reforço das torres sineiras da basílica da Penha-Recife-Brasil.	202
J. D. Sota, F. A. Avid, P. Moreira, M. Chury: Medida de maturidade do concreto in situ numa estrutura.	216
G. Macioski, D. J. de Souza, A. P. Capraro Brandão, M. H. F. de Medeiros: Análise da corrosão de barras de aço em função da variação do pH do meio.	225
J. A. Canul, E. Moreno, J. M. Mendoza-Rangel: Efeito de cinzas volantes nas propriedades mecânicas de concreto feitos com agregado calcário moído de alta absorção.	235
J. C. I. Ramírez-Soto, J. M. Salgado-López, J. T. Pérez-Quiroz, T. Pérez-López, J. Terán-Guillén, M. Martínez-Madrid: Efeito da introdução de um terceiro material sobre as propriedades mecânicas das juntas soldadas entre aço carbono e aço inox, em barras de aço para estruturas de concreto.	248
B. Fernandes, R. Christ, U. Quinino, B. Tutikian: Análise de concretos com não conformidades: efeitos de longa duração	261
Y. Hernández, O. de Rincón, A. Torres, S. Delgado, J. Rodríguez, O. Morón: Efeito da introdução de um terceiro material sobre as propriedades mecânicas das juntas soldadas entre aço carbono e aço inox, em barras de aço para estruturas de concreto.	271
D. J. Souza, Medeiros: Avaliação da oportunidade de imobilização de um ativo: Um estudo de caso para uma microempresa do ramo de tecnologia de informação aplicada à construção civil.	283



Histórico, situação e reforço das torres sineiras da basílica da Penha-Recife-Brasil

C.W.A. P. Sobrinho^{1,2}, A. C. Costa²

¹ Laboratório de Tecnologia Habitacional, Instituto de Tecnologia de Pernambuco. Brasil.

² Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica de Pernambuco, UPE. Brasil.

Información del artículo DOI:

Artículo recibido el 05 de Septiembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 25 de Enero de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: Septiembre de 2016.

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 apresenta e discute a história, situação atual, técnicas e estratégias utilizadas no reforço estrutural desenvolvimento design original de ambas as torres da Basílica da igreja de Penha. Mal concebido técnicas de reparo, realizada em 1981, juntamente com a falta de manutenção preventiva, vazamentos e até mesmo o crescimento de arbustos embutidas na alvenaria levou à instabilidade das torres da Basílica da igreja de Penha.

Palavras chave: reforço em alvenarias; monumentos históricos; técnicas de reforço; estratégias de execução; fibras de carbono.

ABSTRACT

This paper presents and discusses the history, current situation, original techniques and strategies used in the development of structural reinforcement design of both towers of the Basilica of Penha Church. Repair techniques poorly designed, conducted in 1981, along with lack of preventive maintenance, leaks and even the growth of bushes embedded in the masonry led to the instability of the towers of the Basilica of Penha Church.

Keywords: reinforcing masonry; historic monuments; reinforcement techniques; execution strategies; carbon fibers.

RESUMEN

En este trabajo se presentan y discuten el histórico, situación actual, técnicas y estrategias originales empleadas en el desarrollo del diseño de refuerzo estructural de ambos campanarios de la Basílica de la Iglesia de Penha. Técnicas de reparación mal diseñadas, llevadas a cabo en 1981, junto con ausencia de mantenimiento preventivo, filtraciones e incluso el crecimiento de arbustos incrustados en la mampostería, llevaron a la inestabilidad de los campanarios de la Basílica de la Iglesia de Penha.

Palabras clave: fortalecimiento de albañilería; monumentos históricos; técnicas de refuerzo; estrategias de implementación; fibras de carbono.

Autor de contacto: Carlos Welligton Pires Sobrinho (carlos@itep.br)

1. INTRODUÇÃO

A Basílica de Nossa Senhora da Penha, Ordem dos Frades Menores Capuchinhos, é um edifício imponente na paisagem urbana no bairro de São Jose - fortemente marcado pela presença de torres delgadas altas e uma enorme cúpula do cruzeiro, símbolos uma religiosidade forte - que orientou o ambiente urbano da formação inicial da cidade do Recife. Entre o início da construção (1656) e da conclusão de sua obra, que gastou mais de 200 anos, devido à expulsão dos calvinistas franceses do Recife, por ordem do tribunal Português (CECI,2014).

A Figura 1 mostra o registro histórico do edifício do início do século XX. O edifício tem uma nave central e um par de torres estilizado como "minarettes", que recentemente têm sido observados nas colunas internas, a torre do sino de espaço, uma série de rachaduras e deslizamentos de terra e materiais topo de uma ação bastante extensa raízes torre arbustivas epístola que cresceram e ramificadas entre na alvenaria de uma torre.

Em 1981, as intervenções de reforço e enchendo as janelas com cobogós (Araujo 2010) foram feitas, os reforços foram identificados com a inclusão de algumas colunas e barras de aço em elementos de betão armado.

Em 2010, devido ao agravamento das manifestações patológicas tiveram aberturas rachaduras em algumas colunas e perda de revestimento interno e externo, os reforços foram inseridos em estruturas de madeira nas janelas entre 8 colunas de estrutura de alvenaria torres.



Figura 1. Imagem histórica da Basílica da Penha-detalhe da torre sineira sem cobogo.

As Figuras 2 e 3 mostram o aspecto externo de uma das torres, mostrando detalhe do tipo de reforço utilizado nas colunas que constituem a torre da Epístola.



Figura 2. Vista atual da torre Epístola

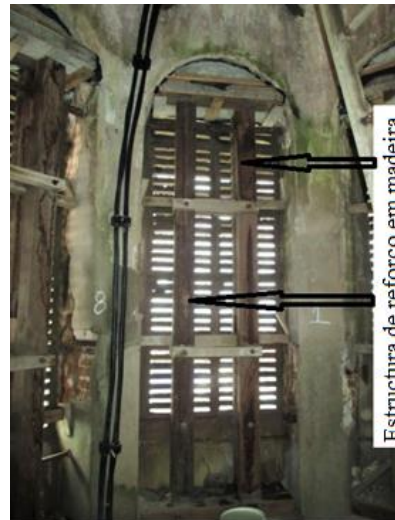


Figura 3. Reforço nas colunas do campanário

Nas Figuras 4 a 6 é possível observar aspectos de grandes fendas nas colunas do campanário geradas pela oxidação das armaduras incorporado nestas colunas.



Figuras 4 a 6. Fissuras causadas pela oxidação das braçadeiras de ferro inseridos nas colunas

2. INVESTIGAÇÕES REALIZADAS

Objetivando balisar o projeto de reforço para as duas torres foram realizadas a caracterização do comportamento compressivo em amostras retiradas da edificação e uma análise numérica para detreminação das ações que atuam nas torres.

2.1 Caracterização físico-mecânica da edificação

As características físicas e mecânicas da edificação foram obtidas através de inspeção por prospecção em áreas na região da torre da Epístola, através de perfuratriz e cortadeira de alvenaria de disco duplo diamantado, sendo as amostras enviadas ao laboratório do ITEP-Instituto de Tecnologia de Pernambuco.

As tentativas de obtenção de amostras através de perfuratriz com broca diamantada de 4" não se mostraram eficiente, já que a necessidade de cortar com lubrificação hidráulica favorecia a solubilização da argamassa e do próprio tijolo, já que tanto a argamassa a base de cal quanto o tijolo não completamente calcinado sofriam com ação dos movimentos do disco e da ação da água. Para

conseguir a obtenção de amostras da alvenaria foi necessário utilizar cortadeira de disco duplo diamantado, conforma mostrado nas figuras 7 e 8.



Figura 7. Processo de retirada de amostra utilizando disco duplo diamantado.

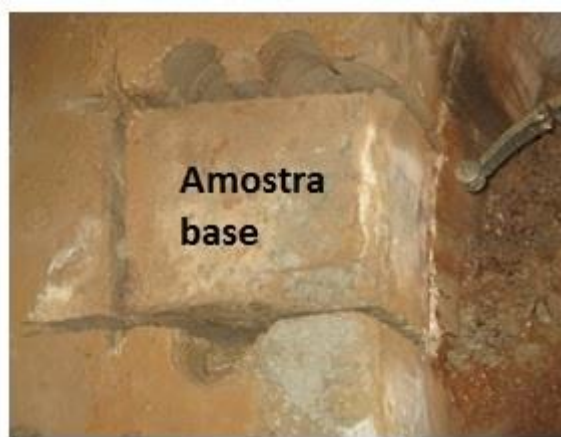


Figura 8. Amostra retirada da alvenaria encaminhada para laboratório.

As amostras foram cotadas e aparelhadas em quatro espécimes para realização dos ensaios de comportamento compressivo, sendo utilizada prensa com controle de deslocamento, com capacidade de 30ton, possibilitando registrar o comportamento pós ruptura.

Para determinação do módulo de elasticidade longitudinal e transversal foram instalados deflectômetros com precisão de milésimos de milímetros na seção transversal de aplicação de carga e utilizados LVDts na medição dos deslocamentos longitudinais. A composição das figuras 9 a-d mostram aspectos característicos dos ensaios sobre o comportamento compressivo das amostras.



a) Amostra 1

b) Amostra 2

c) Amostra 3

d) Amostra 4

Figuras 9 a-d. Comportamento compressivo dos ensaios nas amostras

Desta avaliação, sob análise de determinação da resistência característica, conforme recomendações da NBR 15182-2 foi obtida

$$f_{pk} = 1,15 \text{ MPa}$$

2.2 Tensões solicitantes

As tensões solicitantes foram obtidas com base na modelagem numérica tendo por base o método dos elementos finitos (Mamaghani,2004) sendo a estrutura de alvenaria modelada com elementos sólidos de formas variadas, os pisos em elementos de placas combinados com elementos de membrana e a flecha de cobertura das torres em elementos de casca. Foi utilizado o sistema computacional SAP2000

para obtenção das tensões, sendo a este informado as densidades e as características do comportamento compressivo (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson).

A figura 10 mostra aspectos dos elementos sólidos utilizados e os resultados das tensões nos vários elementos que compõe uma das torres.

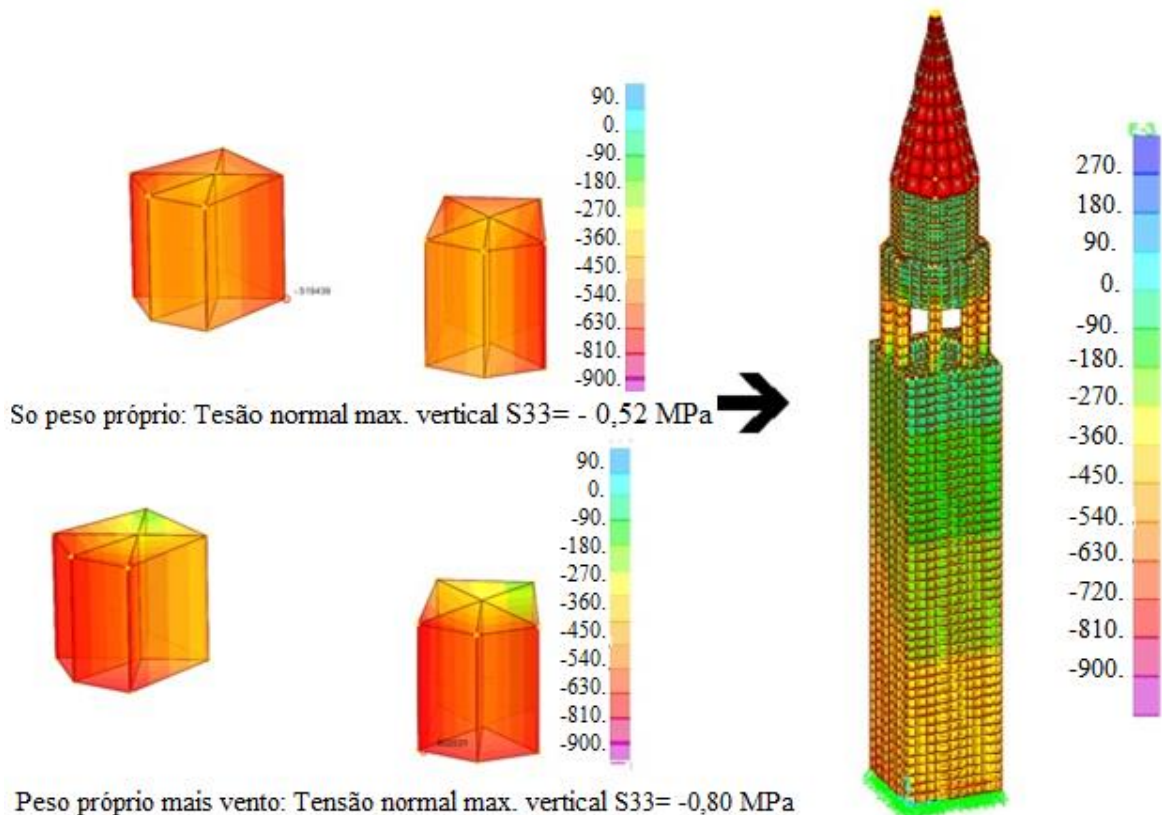


Figura 10. Resultados da análise numérica da torre da Epístola da Basílica

As imagens apresentadas na figura 10 mostram que as regiões mais críticas de concentração de tensões localizam-se na base das colunas do campanário, chegando a atingir o valor de 0,52MPa devido apenas ao peso próprio e de 0,80MPa quando se considera ação combinada de peso próprio e ação do vento.

2.3 Análise de seguranda estrutural

Considerando os resultados das tensões solicitantes, em especial na região próximo as bases das colunas do campanário, atingindo máximos valores ficaram entre 0,52MPa à 0,80MPa e considerando que a resistência característica das amostras foi determinado em 0,63MPa.

Estes valores mostram que na atuação do vento as tensões superam a capacidade resistente das colunas, inclusive sem considerar os fatores de segurança normalmente existentes quando se procede a um dimensionamento. Desta forma as estruturas de reforço provisórias, construídas com estruturas de madeira nos vedos das janelas do campanário estão atuando de forma decisiva, evitando colapso nesta região.

Os resultados destas análises estão muito coerentes com a situação que se apresenta as colunas do campanário da torre de Epístola, apresentando elevado estado de fissuração e indicativos de ruína localizada.

Assim se conclui ser extremamente necessária a utilização de reforço que possibilite elevar em pelo menos duas vezes a capacidade resistente, atendendo assim aos princípios normativos de segurança estrutural.

3. ANTEPROJETO DE REFORÇO ESTRUTURAL

3.1 Princípios do anteprojeto de reforço

Os sistemas compostos estruturados com fibras de carbono são eficientes para a absorção de esforços de compressão, impedindo, por meio do confinamento da seção das peças axialmente solicitadas, o crescimento da deformação transversal de materiais, oriundos da atuação da carga axial.

O efeito da pressão de confinamento é o de induzir um estado triaxial de tensões na alvenaria e nestas condições a alvenaria, ou outro material frágil, altera substancialmente seu comportamento compressivo, tanto na resistência quanto na ductilidade (Fiorelli,2002).

As figuras 11 e 12 mostram a diferença de comportamento compressivo de um elemento de concreto, que poderia ser de alvenaria, sem e com confinamento transversal.

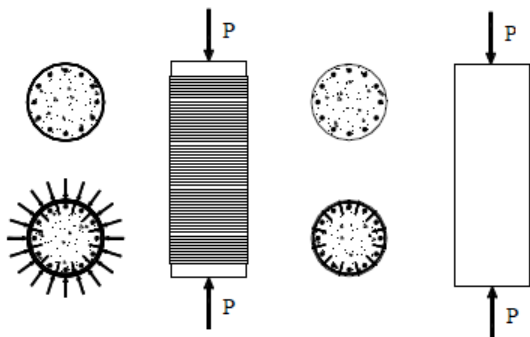


Figura 11. Tensões e deformações em sistemas confinados e não confinados

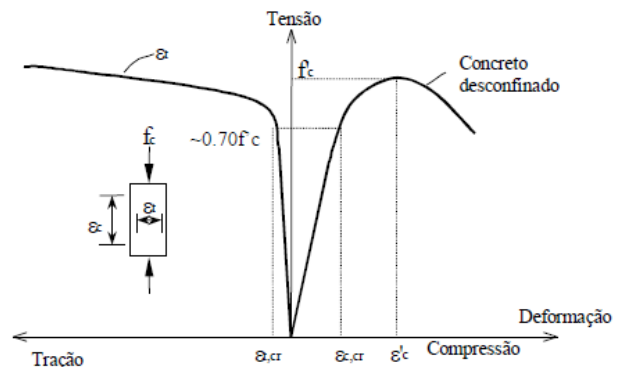


Figura 12. Configuração típica de uma peça de concreto confinada e não confinada

Além do efeito propiciado pelo confinamento, promovido com a utilização de um sistema composto de fibras de carbono e resina epoxy, haverá a substituição do revestimento de argamassa a base de cal por revestimento a base de argamassa polimérica a base de cimento e aditivos químicos.

3.2 Determinação da influência do reforço

As características compressivas desta argamassa polimérica em relação à argamassa de cal são substancialmente maiores, podendo superar em 15 vezes a resistência à compressão e em mais de 35 vezes o valor do módulo de elasticidade longitudinal, ver tabela 1.

Tabela 1. Características mecânica dos materiais

Material	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Fonte
Alvenaria tijolos e argamassa de cal	2,0	0,40	Ensaio em amostras (ITEP)
Argamassa polimérica	30,0	15,0	Características de produto (Viapol,2015)

O efeito propiciado pelo confinamento, promovido com a utilização de um sistema composto de fibras de carbono e resina epoxy poderá levar em até 30% a capacidade resistente de uma peça comprimida. Assim combinando os efeitos da substituição do revestimento com o confinamento nas seções externas transversais das colunas propicia uma elevação da capacidade resistente desses elementos que compõe o campanário.

As figuras 13 e 14 mostram o posicionamento das colunas que apresentam as situações mais críticas em termos de concentração de tensões.

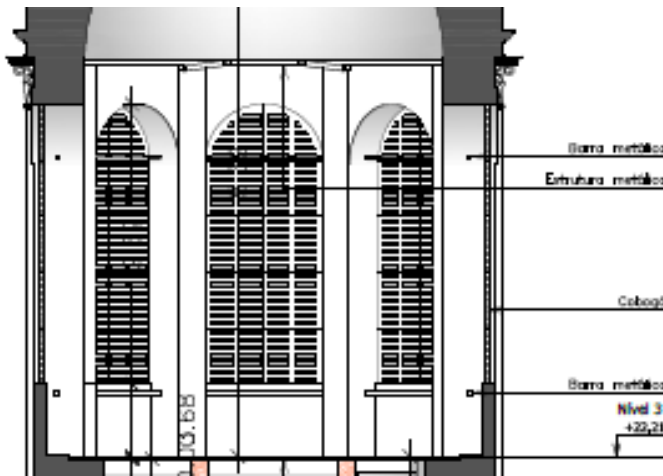
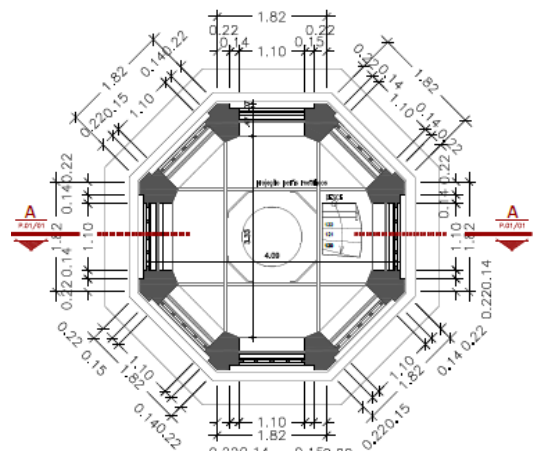


Figura 13. Região das colunas do campanário



Planta Baixa - Patamar (nível 3 - cota: +22.21)
Figura 14. Planta baixa na base das colunas

A avaliação das áreas da seção transversal de uma das colunas a serem reforçadas está considerada na figura 15.

Praticamente após as intervenções de corte (desbastamento das esquinas) e aparelhamento, necessárias para possibilitar o cintamento transversal das colunas, as áreas estimadas da alvenaria e do revestimento não se alteram.

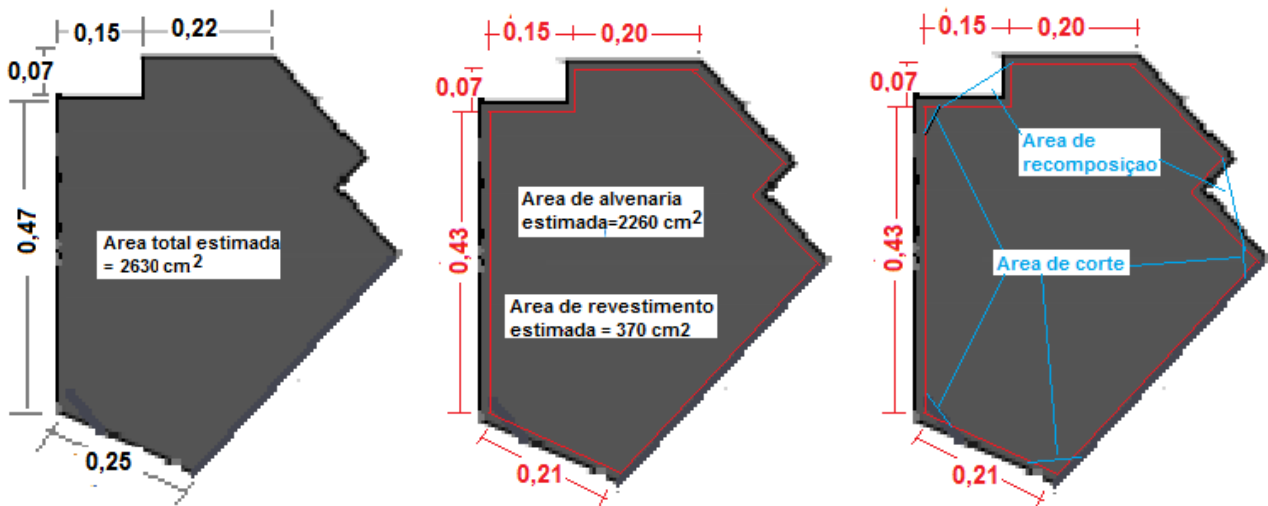


Figura 15. Avaliação áreas após as intervenções necessárias ao aparelhamento para reforço

A avaliação das cargas atuantes e resistentes na base das colunas do campanário, pode ser estimada em:

- a) Carga total atuante, devido ao peso próprio, considerando a modelagem numérica

$$S_{pp}=5,20*2630=13,676 \text{ ton}$$

- b) Carga total atuante, devido a ação combinada de peso próprio e vento, tem-se

$$S_{pp}=8,00*2630=21,040 \text{ ton}$$

c) Resistência da alvenaria atual, considerando a resistência característica obtida no ensaio.

$$R_a = 6,30 * 2630 = 16.569 \text{ ton}$$

d) Resistência estimada para alvenaria reforçada com substituição do revestimento de argamassa de cal por argamassa polimérica

$$R_{r1} = 6,30 * 2260 + 300 * 370 = 127,569 \text{ ton}$$

e) Resistência estimada para o reforço com a utilização do cintamento com fibra de carbono

$$R_{r2} = 127,569 * 1,20 = 153,082 \text{ ton}$$

Desta forma pode-se considerar que o reforço proposto possibilita uma elevação de resistência das colunas em 7 vezes sua capacidade resistente e se comparada a carga atuante na base das colunas devido ação combinada de peso próprio e ação do vento. Desta forma, o reforço proposto apresenta um coeficiente de segurança da ordem de 7,0, bem superior aos 2,0 recomendado pelas normas de alvenaria.

4. PROCEDIMENTOS DE REFORÇO

Na sequencia estão apresentados os procedimentos para a execução do reforço estrutural.

4.1 Procedimentos básicos para reforço das estruturas de alvenaria.

Os procedimentos básicos a serem seguidos para execução de reforço em alvenarias:

4.1.1 Demolição e retirada do revestimento existente, com desbaste das esquinas e limpeza das áreas a serem reforçadas

Nas áreas a serem reforçadas os revestimentos existentes deverão ser retirados, podendo para isso utilizar de rebolo de corodur acoplado a uma lixadeira rotativa, desta forma não haverá impactos significativos na estrutura de alvenaria, conforme apresentado na figura 16a.

As esquinas vivas devem ser desbastadas, A pós o desbaste das esquinas e a retirada de todo revestimento, as áreas deverão ser limpas e isentas de pó, podendo para isso utilizar jateamento de ar, ligeiramente úmido, conforma apresentado no esquema da figura 16b.



Figura 16a. Processo de desbaste com rebolo



Figura 16b. Esquema de jateamento e desbaste dos cantos

4.1.2 Preparação e aparelhamento da superfície

Nas áreas que receberão reforço, delimitadas pelo projeto, devem preparar as superfícies recebendo aplicação de primer para possibilitar colmatar os vazios para receber a camada de argamassa polimérica regularizadora, como indicado figuras 17a e 17b.

Esta argamassa deverá ter consistência adequada a sua aplicação com desempenadeira metálica sobre a superfície imprimada.

A superfície final deve apresentar acabamento liso e compacto.

Após 3 dias da aplicação da argamassa procede-se aplicação de nova camada de primer.



Figura 17a. Esquema do processo de preparação



Figura 17b. Aplicação de primer como preparação de superfície

4.1.3 Procedimento de aplicação de mantas de fibra de carbono

A superfície da alvenaria já preparada uma camada de primária de epoxi é aplicada com um rolo. Tipicamente, este produto tem uma baixa viscosidade - o que facilita a sua penetração na alvenaria. A função desta camada é proporcionar uma aderência adequada à superfície da estrutura (Grande 2011).

Após aplicação regularização em massa é então aplicada uma massa epóxi + carbonatos para corrigir e eliminar os defeitos de superfície que podem prejudicar a aplicação.

Após perfeita regularização é feita aplicação da primeira camada de resina. A superfície da estrutura é coberta com saturação de resina epoxi. Esta resina, de alta viscosidade, ajudar a manter o CFC e a posição correcta. A saturação impregnado no cobertor sendo aplicado, ele também ajuda nos esforços das fibras e abrasão proteção.

A aplicação das mantas de fibras de carbono, cortadas na dimensão das superfícies e a geomtria da área, é aplicada à saturação resina epoxi.

Continua com aplicação de resina saturante da camada superior reforçado são feitas ao longo de toda a área de modo que o sistema é escondido.

Após todas as camadas de CFC tenham sido aplicadas, promove-se regularização com composto de argamassa polimérica e fibras plasticas.

A figura 18 mostra os procedimentos para a aplicação das mantas de fibra de carbono.

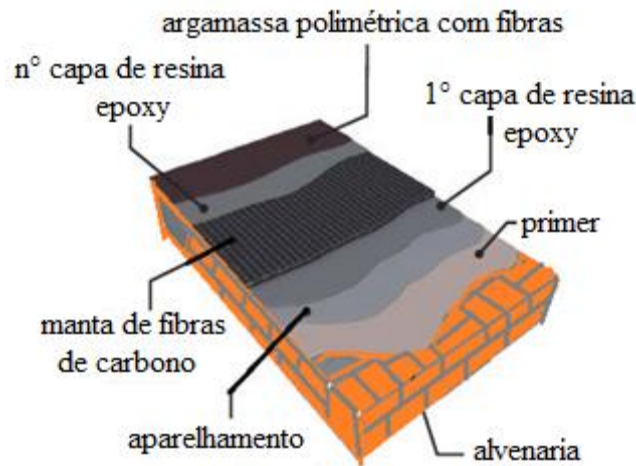


Figura 18. Sistema CFC

4.2 Estratégia para recuperação das torres

Considerando a situação crítica que se encontra os elementos que compõe as torres, desde a perda de revestimento das peças de cobre na cobertura das flechas, ocasionando apodrecimento de elementos estruturais desta cobertura, da ação de degradação de arbustos de cresceram e ramificaram no tambor da torre da epístola até o quadro de indicativo de ruína nas bases das colunas do campanário. Para proceder a recuperação das torres, há de se desenvolver uma estratégia para execução das etapas de reforço das torres.

4.2.1 Procedimento para limpeza e injeção de epóxy nas colunas fissuradas

Nas colunas fissuradas na altura do campanário há necessidade de limpeza e preenchimento com resina epoxy para recuperação da monilicidade, esquematicamente apresentada na figura 19 [5].

- Limpeza das fissuras com jateamento de ar comprimido;
- Pinçamento de partes de armaduras impregnadas dentro das fissuras, de forma a não provocar maiores danos;
- Perfuração de furos ao longo da fissura e colocação de pugadoros, preenchendo o lado externo com massa epoxy + cimento;
- Injeção de resina epoxy, com baixa pressão, nos pugadoros, de baixo para cima, de forma a preencher as fissuras.



Figura 19. Processo de injeção: colocação de pugadoros e injeção através de bomba injetora de epoxy

4.2.2 Procedimentos para retirada das chapas de cobre da cobertura das flechas.

- Preparação de estrutura auxiliar para apoio de uma plataforma para andaimes: Inserir nas bases do campanário elementos de madeira que apoiarão 4 perfis metálicos transpassantes, o quais sustentaram as linhas de andaimes.
- Montar as 8 colunas de andaimes até atingir a borda da base da flecha, prendendo-os contra as paredes de alvenaria;
- Colocar uma grade/rede de proteção sobre os andaimes no sentido de evitar a queda de objetos da flecha;
- Com auxílio de um guindaste lança, acoplado a uma estrutura de proteção, retirar as peças de cobre da coberta das flechas.

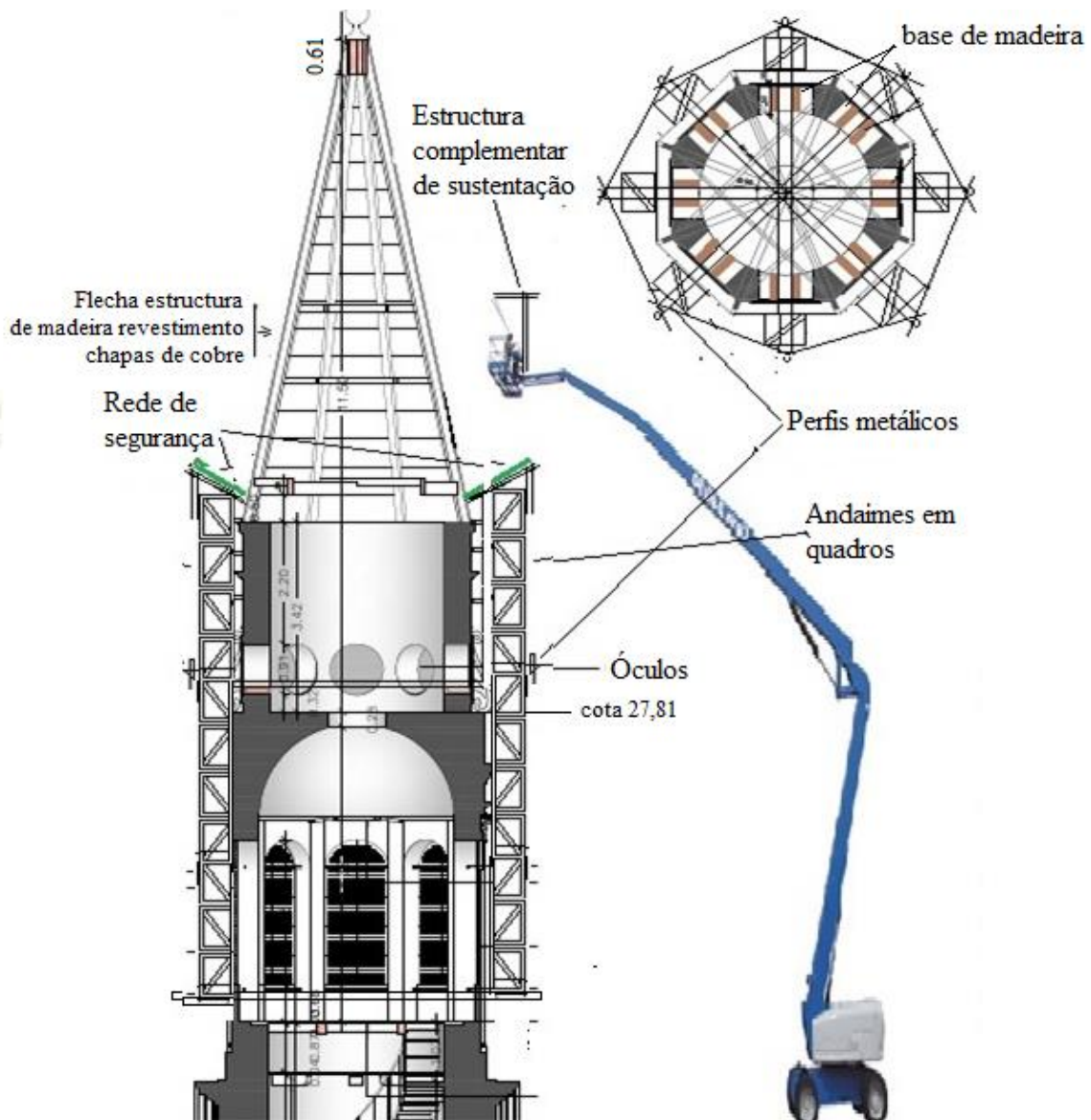


Figura 20. Esquema do processo

4.2.3 Procedimento para reforço nas colunas do campanário

As oito colunas que compõe o campanário, estão atualmente com reforço provisório em estrutura de madeira e com vedação em cobogo.

Para promover o reforço destas colunas, em pares e opostas, deverá ser utilizada a técnica de reforço com substituição do revestimento existente e cintamento com fibras de carbono.

- Inicia-se logo após o tratamento de fissuras, conforme 4.2.1.
- Promove-se o corte da área de cobogó entorno do par de colunas selecionadas;
- Remove-se o revestimento e o desbaste das esquinas, conforme descrito em 4.1.1;
- Promove-se o reforço conforme descritos em 4.1.2 e 4.1.3;
- Repete-se este procedimento para outros pares de colunas opostos.

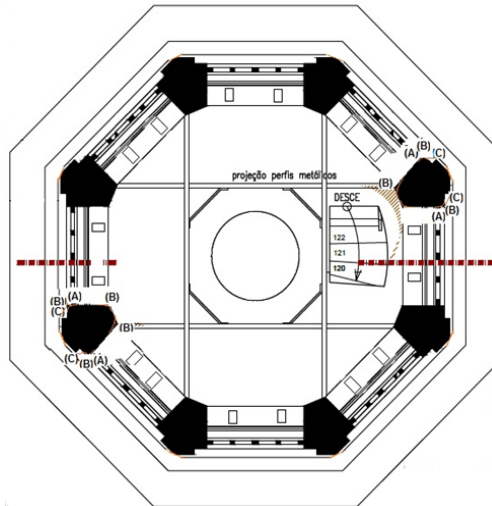


Figura 21. Planta baixa no nível 22.21

4.2.4 Procedimento para retirada dos arbustos enraizados na torre da Epístola e execução reforço da estrutura de madeira da coberta.

Os arbustos que cresceram e enraizaram na torre da Epístola necessitam de ser cuidadosamente retirado.

Após a retirada do revestimento das flechas procede-se a investigação da estrutura de madeira que compõe as flechas de coberta das torres.

- Identificar os elementos de madeira que sofreram danos e promover seu reforço;
- Os reforços podem utilizar chapas de aço e parafusos inox, podendo ser necessário o aparelhamento de novas peças de madeira.



Figura 22. Detalhe da situação da coberta

4.2.5 Procedimento de reforço de cintamento no contorno externo das torres

Nas regiões externas de contorno das torres, nos níveis 18,00, 25,00, 27,00, 29,00 e 31,00, serão desenvolvidos reforços, conforme as etapas a seguir e ilustrada na figura 23:

- Preparação de estrutura auxiliar para apoio de uma plataforma para andaimes: Inserir nas bases do campanário elementos de madeira que apoiarão 4 perfis metálicos transpassantes, o quais sustentaram as linhas de andaimes.
- Montar as 8 colunas de andaimes até atingir a borda da base da flecha, prendendo-os contra as paredes de alvenaria;
- Colocar uma grade/rede de proteção sobre os andaimes no sentido de evitar a queda de objetos da flecha;
- Com auxílio de um guindaste lança, acoplado a uma estrutura de proteção, retirar as peças de cobre da coberta das flechas.

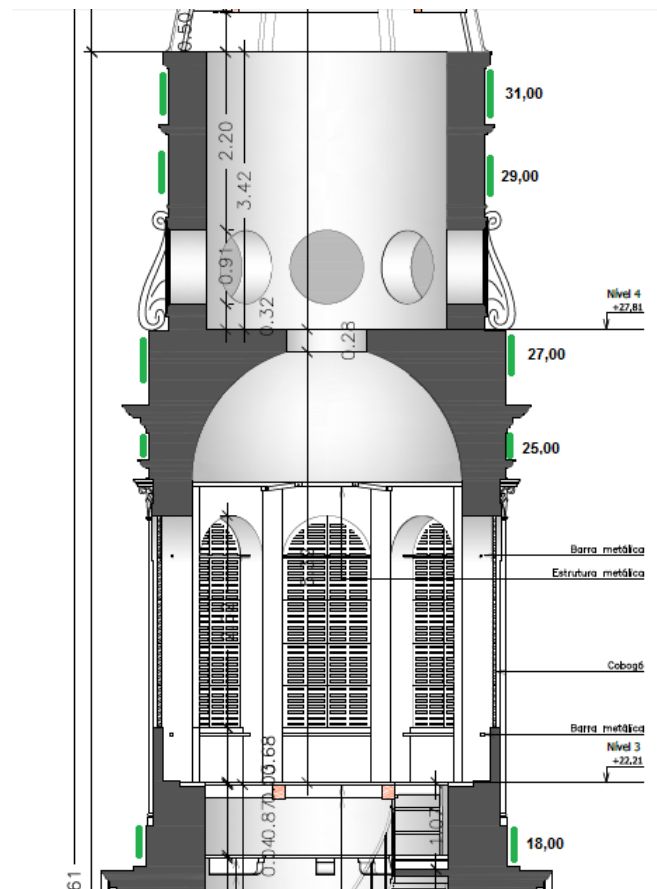


Figura 23. Reforço por cintamento das colunas

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A situação que se encontra as torres da Basílica da Penha mostra indicativos preocupantes no que se refere à estabilidade estrutural. Na avaliação realizada não existe reserva de segurança, o reforço provisório implantado está atuando de forma efetiva e plena, porém novos indícios de ruína estão à mostra.

A proposta de reforço apresentada possibilita não só a retirada do reforço provisório com os vedos em cobogó construídos posteriormente a construção da basílica no século XVIII.

A utilização de reforço a base de substituição da argamassa de cal por argamassa polimérica e cintamento em fibras de carbono, poderão ser recobertas por nova camada de argamassa a base da cal com reconstituição de detalhes arquitetônicos e afrescos semelhantes aos originais.

O reforço em fibras de carbono e argamassa polimérica não sofrem degradação com a umidade e ações de intempéries naturais, são assim consideradas duráveis.

6. REFERÊNCIAS

Araujo, R. A. D (2010), “*Sistema construtivo das torres sineiras da Basílica da Penha*”. Parecer técnico.

CECI- Centro de Estudos Avançados da Conservação Integrada (2014). <http://www.ceci-br.org/obras/penha.htm>

Corum, J. M., Bettiste, R. L., Lui, K. C., Ruggles, M. B (2000), “*Basic properties crossply carbon-fiber composite*”. OAK Ridge National Laboratory-tennessee, USA.

Fiorelli, J. (2002), “*Utilização de fibras de carbono e de fibras de vidro para reforço de vigas de madeira*”. Dissertação de mestrado UFSC, 138pgs.

Grande E., Imbimbo M., Sacco E. (2011), “*Bond behaviour of CFRP laminates on clay bricks: experimental and numerical study*”. Compos Part B 42:330–340

Mamaghani, I. H. P. (2004), “*Analysis of masonry structures by discrete finite elements method. Proceedings of the fourth International Seminar on structural analysis of historical constructions*”. Vol 1, pg 650-666. Padova, Italy.

Viapol- (2015), *Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono*. www.viapol.com.br/media/123118/manual-viapol-2015



Medida de maturidade do concreto in situ numa estrutura

J. D. Sota¹, F. A. Avid¹, P. Moreira¹, M. Chury¹

Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Concordia, Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.149>

Artículo recibido el 30 de Mayo, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 16 de Agosto de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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

Neste trabalho foi determinado o grau de maturidade in situ do concreto numa estrutura. Para tanto, as temperaturas foram medidas nas fundações de concreto de uma estrutura, desde as primeiras horas de hidratação até 28 dias, com um equipamento desenvolvido na Faculdade. Simultaneamente, foram realizados ensaios de resistência à compressão para se estabelecer a relação com as temperaturas, com base nas expressões Nurse-Saul e Arrhenius. Os resultados obtidos permitem determinar a curva de maturidade do concreto estudado e estabelecer o grau de maturidade em cada uma das diferentes partes da estrutura.

A utilização desta metodologia permite controlar todo o concreto recebido, a sua homogeneidade e monitorar a resistência em tempo real.

Palavras-chave: maturidade; concreto; temperatura; resistência.

RESUMEN

En este trabajo realizamos la determinación del grado de madurez del hormigón in situ en una estructura. Para ello, se miden las temperaturas en las bases de hormigón de una estructura, desde las primeras horas de la hidratación, hasta los 28 días, con un equipo desarrollado en la Facultad. Simultáneamente se realizan ensayos de resistencia a la compresión estableciendo la relación con las temperaturas, con las expresiones de Nurse-Saul y Arrhenius. Los resultados permitieron determinar la curva de madurez del hormigón estudiado y establecer el grado de madurez en cada una de las partes diferenciadas de la estructura.

El uso de esta metodología permite controlar la totalidad del hormigón recibido, su homogeneidad y monitorear su resistencia en tiempo real.

Palabras claves: madurez; hormigón; temperatura; resistencia.

ABSTRACT

In this paper we determine the degree of maturity in situ concrete structure. To do this, temperatures are measured in the concrete foundations of a structure, from the first hours of hydration, to 28 days, with a device developed at the Faculty. Simultaneously testing compressive strength are performed establishing the relationship with temperature, with expressions Nurse-Saul and Arrhenius. The results allowed to determine the maturity curve of the studied concrete and establish the degree of maturity in each of the different parts of the structure.

The use of this methodology allows to control the entire concrete received, its homogeneity and to monitor resistance in real time.

Keywords: maturity; concrete; temperature; resistance.

Autor de contato: Jorge Daniel Sota (jdsota@gmail.com)

1. INTRODUÇÃO

O método de maturidade fornece um meio simples e útil para estimar o ganho de resistência do concreto nas primeiras idades (geralmente inferiores a 14 dias).

Deve ser mencionado que é necessário ter a curva de maturidade da dosagem a ser utilizada, porque a curva é própria do conjunto dos materiais utilizados.

Este método reconhece o efeito combinado do tempo e da temperatura, fornecendo uma base para estimar o desenvolvimento de resistência do concreto "in loco" através do controle da temperatura e do tempo (Peter C. Taylor, Steven H. Kosmatka, Gerald F. Voigt, et al., 2007).

Os efeitos do tempo e da temperatura no aumento da resistência do concreto foram quantificados por uma função de maturidade, que é indicativo do nível de resistência desenvolvido pelo concreto. As duas funções de maturidade utilizadas para esta finalidade são a de Nurse-Saul e a de Arrhenius (ACI 325.11R-01, 2001).

A função de Nurse-Saul, desenvolvida na década de 50 e a mais amplamente aceita para medir a maturidade, é o produto acumulado do tempo e temperatura, equação 1.

$$M(t) = \sum (T_a - T_o) \Delta t \quad (1)$$

onde:

$M(t)$ = maturidade (fator temperatura-tempo) na idade t , em °C.dias ou °C.horas;

Δt = intervalo de tempo, em dias ou horas;

T_a = temperatura média do concreto durante o intervalo Δt , em °C; e

T_o = temperatura de referência, em °C.

A temperatura de referência é a temperatura em que cessa o ganho de resistência do concreto; portanto, os períodos em que as temperaturas estão dentro ou abaixo desta temperatura de referência, não contribuem para o aumento da resistência. Geralmente, se utiliza um valor de -10°C para a temperatura de referência na equação Nurse-Saul (ACI 325.11R-01, 2001).

A maturidade também pode ser determinada utilizando o método de Arrhenius, que considera a não linearidade da taxa de hidratação do cimento. O método de Arrhenius produz um índice de maturidade em termos de uma "idade equivalente", que representa o tempo de cura equivalente, a uma temperatura de referência, geralmente 20°C, necessária para produzir uma maturidade igual à alcançada durante um período de cura a temperaturas diferentes da temperatura de referência, equação 2.

$$t_e = \sum e^{-Q \left(\frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_s} \right)} \Delta t \quad (2)$$

onde:

t_e = idade equivalente a uma temperatura de referência T_s , em dias ou horas;

Q = energia de ativação dividida pela constante geral dos gases, em K;

T_a = temperatura média do concreto durante o intervalo Δt , em K;

T_s = temperatura de referência, em K e

Δt = intervalo de tempo, em dias ou horas.

A equação de Arrhenius é uma melhor representação da função temperatura-tempo que a função Nurse-Saul, quando se espera uma grande variação na temperatura do concreto. Além disso, o foco de Nurse-Saul está limitado em função de assumir que a taxa de ganho de resistência é uma função linear. No entanto, a fórmula Nurse-Saul é mais amplamente utilizada, principalmente devido a sua simplicidade. Ambas as funções de maturidade são consideradas na norma ASTM C 1074 (Barreda M. F., Naber M. J., Quispe Sallo I., Sota J. D., 2003).

Devido a maturidade ser dependente apenas do desenvolvimento do tempo e da temperatura do concreto, os requisitos mais básicos de equipamentos para determinar a maturidade são um termômetro e um relógio. No entanto, ao longo dos anos, têm sido desenvolvidos vários dispositivos de maturidade que monitoram e registram automaticamente as temperaturas do concreto em função do tempo. Estes dispositivos se conectam a termopares embutidos no concreto e podem computar a maturidade pela equação Nurse-Saul e a equação de Arrhenius, em intervalos definidos (ASTM C 1074, 1998).

No caso deste trabalho, tem sido desenvolvido um protótipo de equipamento de medição em conjunto com software, a fim de realizar os ensaios (Sota J. D., Avid F. A., Chury M., Moreira P., 2014).

2. METODOLOGIA

Foi desenvolvido um equipamento de medição que foi complementado com o software que permite a manipulação dos dados obtidos. O projeto do sistema inclui uma série de sensores de temperatura conectados a um minicomputador (Figura 1), registrando também a temperatura na superfície do concreto (Figura 2). Ele lê os sensores (Figura 3), as temperaturas a intervalos predeterminados e os registra. Um programa executa uma leitura permanente da informação gerada que logo a armazena em um banco de dados, permitindo o seu processamento usando as expressões de Nurse-Saul para cálculo da maturidade e/ou de Arrhenius.



Figura 1. Microcomputador (RaspberryPi B+)



Figura 2. Termômetros digitais



Figura 3. Sensores

Foram estudados os concretos das fundações de uma estrutura de expansão dos laboratórios da Faculdade, monitorando o desenvolvimento da resistência com a medida da maturidade dos concretos, com sensores colocados nas mesmas. Figura 4. As bases para posicionar os sensores foram escolhidas em função da sua localização na estrutura e das etapas de lançamento do concreto durante o dia. O que permitiu ter valores registrados em concretos lançados durante a manhã (Sapata 7), na metade da concretagem (Sapata 3) e ao final da mesma (Sapata 10).



Figura 4. Colocação dos sensores

A dosagem foi composta de um cimento Portland CPC-40, cimento Portland composto (até três adições), resistência de argamassa de 40MPa (Norma IRAM 50000); areia silicosa grossa de uma pedreira na área; pedregulho silicoso de tamanhos 1:3 e 1:2 e um aditivo superplastificante. As características dos agregados estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características dos agregados

Material	Módulo de finura	Dimensão máxima característica	Massa específica aparente
Areia silicosa grossa	2,69	--	1,5
Pedregulho 1:3	7,26	1''	1,7
Pedregulho 1:2	6,70	3/4''	1,6

As proporções dos materiais componentes da dosagem encontram-se resumidas na Tabela 2.

Tabela 2. Dosagem do concreto usado nos ensaios

Material	Massa específica (g/cm ³)	Volume (litros)	Peso (kg)
Água	1,00	158	158
Cimento	3,11	101	315
Areia silicosa grossa	2,62	309	811
Pedregulho 1:2	2,66	167	444
Pedregulho 1:3	2,67	249	666
Aditivo	2,5 kg/m ³		
Ar (%)	2		
Abatimento (cm)	10		
Resistência média aos 28 dias	25MPa		

Foram confeccionados corpos de prova cilíndricos de 15x30 para determinar a resistência a diferentes idades estudadas, simultaneamente com o lançamento do concreto. As resistências dos corpos de prova se correspondiam com o concreto lançado na fundação onde foram colocados os sensores. As medições de temperatura foram feitas nas sapatas 3, 7 e 10 da estrutura.

Os ensaios de resistência foram realizados com uma Prensa Automática Digital PILOT 4 (Controles da Itália) de 200 toneladas de capacidade; com visualização gráfica em tempo real dos dados do ensaio, a curva de carga/tempo e a velocidade de carga real, assim como a visualização simultânea da carga, tensão e velocidade de carga real em função das cargas ou das tensões.

Os corpos de prova ensaiados foram mantidos no ambiente das fundações em que foram efetuadas as medições durante o ensaio, sob as mesmas condições de umidade e temperatura (25,5 - 27,5°C e 75% de UR).

3. RESULTADOS

Obtidos os dados de resistência nos ensaios de compressão dos corpos de prova e de temperatura com o equipamento projetado para estas experiências (colocados nas sapatas 3, 7 e 10), procedeu-se a correlação destes com os tempos parciais utilizados. (Dados do madurômetro e resistência com a mesma idade).

Foi utilizada a fórmula de Nurse-Saul - Maturidade (°C.h) para as variáveis, tempo, temperatura e resistência. A Figura 5 mostra a relação tempo vs. maturidade para a sapata 10 (a título de exemplo) e as Figuras 6,7 e 8 a relação resistência vs. maturidade para as sapatas 3, 7 e 10.

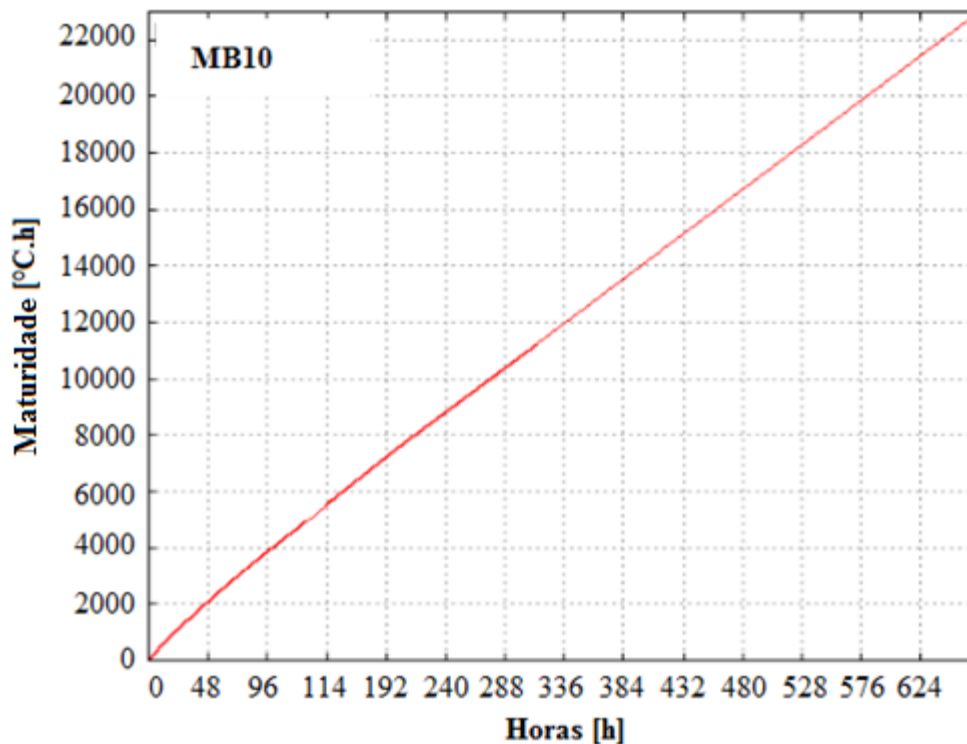


Figura 5. Tempo vs maturidade Sapata 10

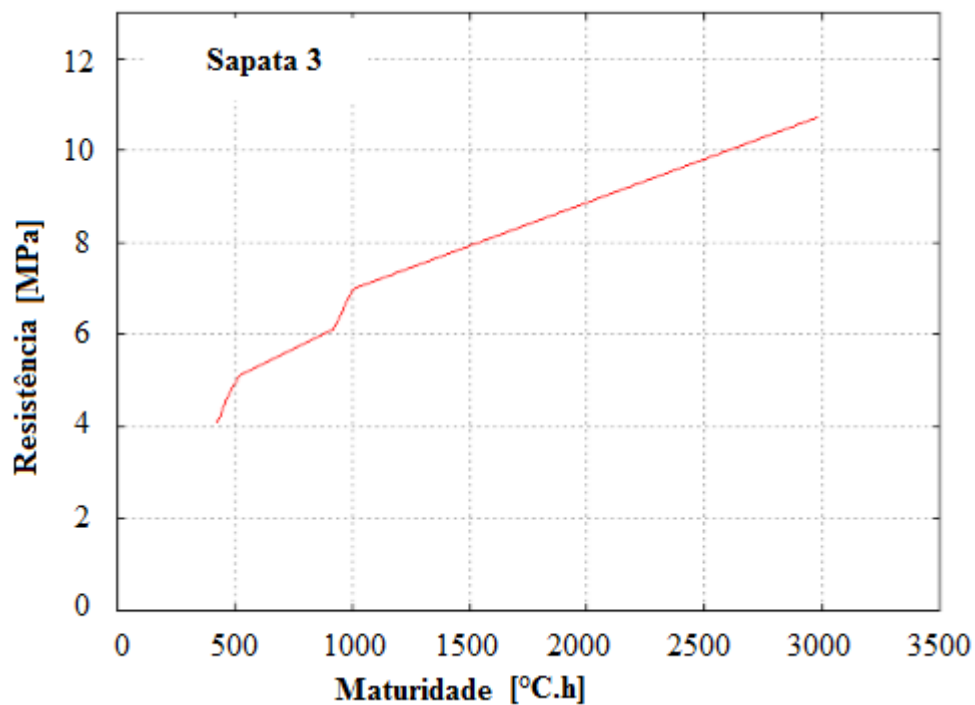


Figura 6. Resistência vs maturidade Sapata 3

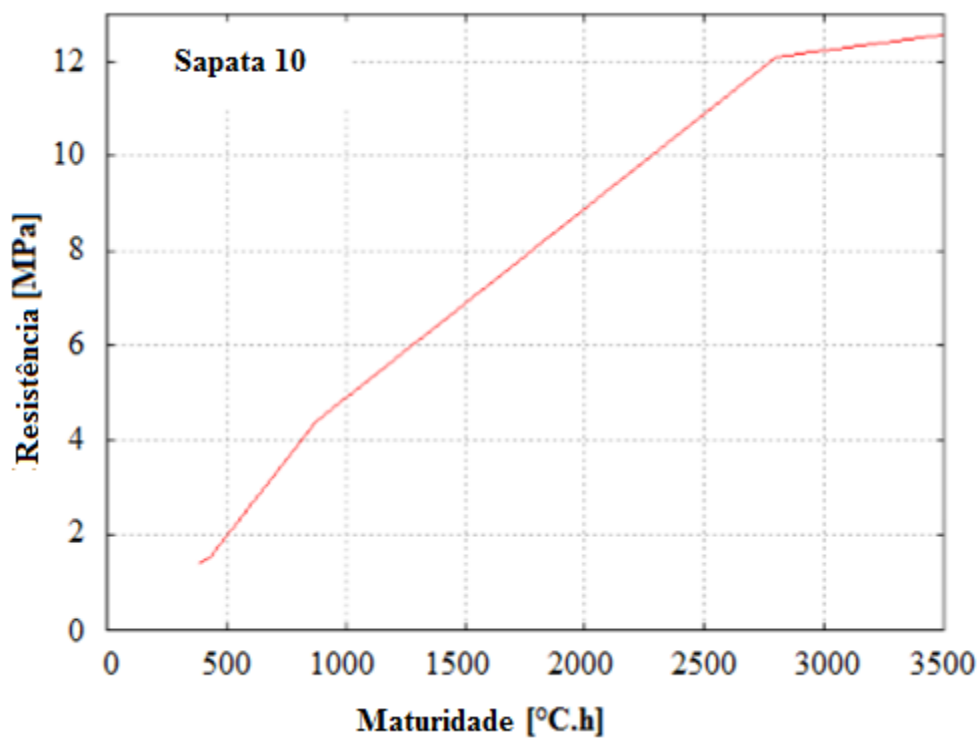


Figura 7. Resistência vs maturidade Sapata 10

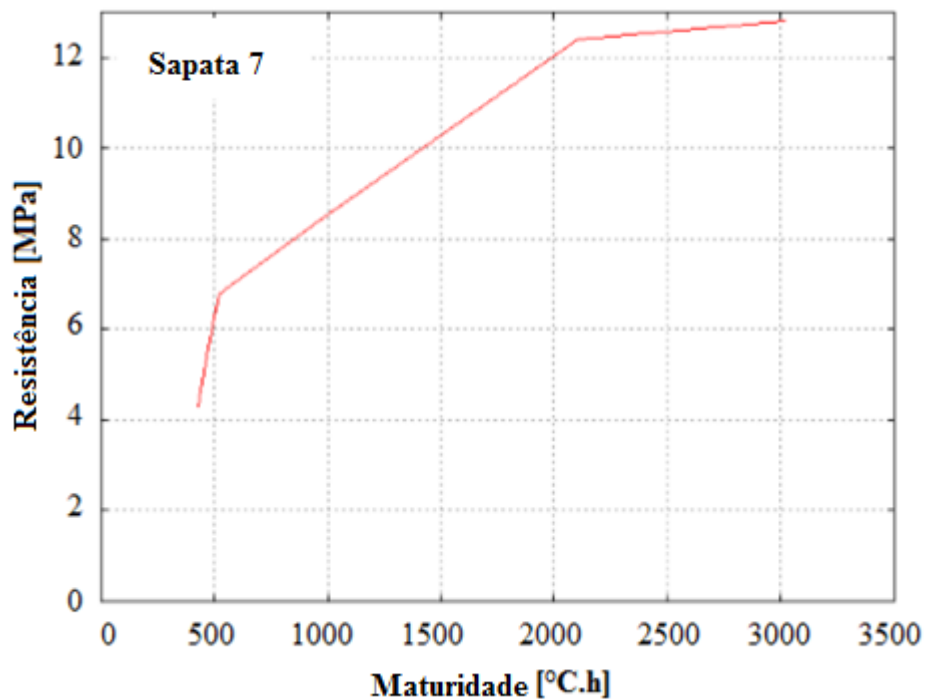


Figura 8. Resistência vs maturidade Sapata 7

Foi observada nas mesmas uma boa correlação entre os valores determinados de maturidade e os correspondentes às resistências. Os gráficos expressam os valores reais de resistência de cada sapata determinados com o ensaio dos corpos de prova. Tabela 3.

Os sensores corroboram que o concreto entregue à obra cumpria com o valor de resistência requerido pela especificação (H21). Os valores de resistência aos 28 dias confirmam isto.

Tabela 3. Resistências determinadas nas sapatas com corpos de prova de concreto a distintas idades

Sapata 3		Sapata 7		Sapata 10	
Idade horas	Resistência em MPa	Idade horas	Resistência em MPa	Idade horas	Resistência em MPa
9	1,4	--	--	--	--
10	1,5	10	4,1	10	4,0
11	--	11	4,7	11	5,6
12	--	12	5,0	12	6,8
20	4,4	20	--	20	--
21	--	21	6,1	21	--
22	--	--	--	22	8,4
23	--	23	7,0	23	--
68	12,1	73	10,7	74	12,8
667	25,0	--	--	--	--

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em função dos resultados obtidos nesta primeira experiência, podem-se fazer as seguintes considerações:

A utilização desta metodologia permite controlar todo o concreto recebido, sem necessidade de moldar uma quantidade significativa de corpos de prova para ensaios posteriores.

A leitura dos sensores permite estabelecer a homogeneidade do concreto e monitorar o desenvolvimento da resistência dia a dia.

A metodologia será aplicada em uma próxima experiência ao monitoramento da resistência em uma estrutura completa de concreto (lajes, vigas e pilares).

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Empresa Construtora DINALE S.A., à Empresa de Serviços de Concretagem COINAR S.R.L. pela colaboração e dados fornecidos para realizar os ensaios e aos membros do Grupo GIICMA por sua colaboração nos ensaios, em especial aos alunos companheiros de engenharia civil Andrea Pereyra e Alberto Palacios.

6. REFERÊNCIAS

- ACI 325.11R-01 (2001), *Accelerated Techniques for Concrete Paving*. American Concrete Institute.
- ASTM C 1074 (1998), Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method.
- Barreda, M. F., Naber, M. J., Quispe Sallo, I., Sota, J. D. (2013), “*Fisuras de contracción en pavimentos de hormigón y el aserrado de juntas*”, XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción. CONPAT 2013. Octubre de 2013. Cartagena de Indias, Colombia.
- Sota, J. D., Avid, F. A., Chury, M., Moreira P. (2014), “*Medida de la madurez del hormigón de pavimentos urbanos para determinar su resistencia. Diseño de equipamiento*”, X Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras. CINPAR 2014. 4 al 6 de junio de 2014. Santiago, Chile.
- Taylor, P. C., Kosmatka, S. H., Voigt, G. F. et al (2007), *Integrated materials and construction practices for concrete pavement: a state-of-the-practice manual*, FHWA Publication No. HIF - 07 – 004.



Análise da corrosão de barras de aço em função da variação do pH do meio

G. Macioski¹, D. J. de Souza², A. P. Capraro Brandão², M. H. F. de Medeiros²

¹PPGEC. Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Curitiba, Brasil.

²PPGECC. Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.153>

Artículo recibido el 01 de Mayo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 09 de Septiembre de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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

O objetivo deste estudo é analisar como o tipo de aço, o pH do meio e a proteção superficial da barra de aço são capazes de alterar as propriedades eletroquímicas deste metal. Para isso, foi aplicada a técnica de polarização linear em barras de aço para avaliar a corrosão das amostras. No estudo foram avaliados os aços CA-50, CA-60 e CP-175-RB, com e sem proteção superficial. Estudos como este são essenciais para o aprimoramento das técnicas de leitura, em especial para o entendimento dos resultados obtidos em reparos já realizados. A partir dos resultados foi possível observar como as três variáveis analisadas influenciaram os resultados da densidade de corrente e da taxa de corrosão.

Palavras-chave: taxa de corrosão, durabilidade, pH, polarização linear.

ABSTRACT

The aim of this study is to analyze how the steel type, the environment pH and surface protection of steel bar are able to change the electrochemical properties of this metal. Therefore it was applied the linear polarization technique to steel bars to assess the corrosion of the samples. The study evaluated the CA-50, CA-60 and CP-175-RB steels bars, with and without surface protection. Studies like this are essential for the improvement of reading techniques, especially for the understanding of the results obtained in repairs already made. From the results, it was possible to observe how the three variables influenced the results of the current density and corrosion rate.

Keywords: corrosion rate, durability, pH, linear polarization.

RESUMEN

El objetivo de este estudio es analizar cómo el tipo de acero, el pH de la protección media y la superficie de la barra de acero son capaces de cambiar las propiedades electroquímicas de este metal. Para esto se aplicó la técnica de polarización lineal en barras de acero para evaluar la corrosión de las muestras. El estudio evaluó los aceros CA-50, CA-60 y CP-175-RB, con y sin protección superficial. Estudios como éste son esenciales para la mejora de las técnicas de lectura, especialmente para la comprensión de los resultados obtenidos en las reparaciones ya realizadas. A partir de los resultados fue posible observar cómo las tres variables influyeron en los resultados de la densidad de corriente y velocidad de corrosión.

Palabras clave: velocidad de corrosion, durabilidad, pH, polarización lineal.

Autor de contacto: Gustavo Macioski (gmacioski@gmail.com)

1. INTRODUÇÃO

O problema da corrosão consome direta ou indiretamente cerca de 5% do PIB de uma nação industrializada, além de envolver grandes catástrofes quando não corretamente tratado (Cunha *et al.*, 2013). Grande parte dos problemas relacionados à corrosão está associada à falta de revestimento adequado de concreto, uma vez que o concreto oferece ao aço uma dupla proteção: primeiramente uma proteção física, separando o aço do contato direto com o meio externo e, segundo, uma proteção química, conferida pelo elevado pH do concreto, o qual promove a formação de uma película passivadora que envolve o aço (Figueiredo e Meira, 2012).

A corrosão pode ser definida basicamente como a deterioração de um metal ou liga, a partir de sua superfície, pelo meio no qual está inserido. O processo envolve reações de oxidação e de redução (redox) que convertem o metal ou componente metálico em óxido, hidróxido ou sal (Silva *et al.*, 2015).

São diversos os fatores que influenciam nos parâmetros de corrosão de um metal imerso no concreto: o coeficiente de difusão do concreto, a relação água/cimento, a espessura de revestimento, a presença e a quantidade de adições, a umidade relativa, o pH do concreto e a temperatura de exposição (Andrade, 2001; Gu e Beaudoin, 1998). Também são relevantes os tipos de sistema de proteção aplicados no material metálico, uma vez que o concreto armado pode receber proteção de superfície sobre o concreto ou sobre as barras de aço (Figueiredo e Meira, 2012).

Quando a estratégia é proteger a barra de aço, a técnica de proteção pode ser aplicada na construção de estruturas novas ou em áreas de reparo localizado quando há preocupação com a corrosão das armaduras (Araujo, Panossian e Lourenco, 2013).

Na intenção de oferecer segurança e durabilidade às estruturas, empresas do ramo químico e de produtos para construção civil disponibilizam no mercado diferentes formas de proteção quanto à corrosão (Vieira *et al.*, 2010). No caso de reparos, alguns autores descrevem os principais métodos de proteção utilizados no Brasil (Figueiredo e Meira, 2012), conforme apresentado na Figura 1.

Técnicas eletroquímicas	Revestimentos	Armaduras especiais	Inibidores do corrosão
<ul style="list-style-type: none"> • Proteção catódica • Realcalinização 	<ul style="list-style-type: none"> • Galvanização • Resina epoxi 	<ul style="list-style-type: none"> • Aço inoxidável • Plástica sem fibras 	<ul style="list-style-type: none"> • Orgânicos • Inorgânicos

Figura 1. Métodos de proteção mais utilizados em barras de aço durante reparos estruturais. Fonte: Adaptado de Figueiredo e Meira (2012)

Destaca-se que na área de diagnóstico de manifestações patológicas é inerente a conciliação entre investigação, ensaios, interpretação de resultados e domínio dos últimos avanços quanto ao prognóstico dos mecanismos de deterioração da estrutura e fatores influentes (Medeiros *et al.* 2012). Neste sentido, este trabalho tem o objetivo de avaliar como o tipo de aço, o pH do meio e o tipo de proteção de superfície utilizada na barra de aço são capazes de alterar as características eletroquímicas do mecanismo de corrosão. Este tipo de estudo é essencial para que se entenda melhor os fatores influentes na corrosão e qual a eficácia de produtos de reparo, bem como a previsão da vida útil de estruturas de concreto armado.

2. RESISTÊNCIA À POLARIZAÇÃO LINEAR (LPR)

São diversos os tipos de medida para controle da corrosão, contudo a densidade de corrente e o potencial de corrosão são os mais utilizados no diagnóstico de estruturas de concreto armado (Tavares, 2006). Na Tabela 1 e Tabela 2 são apresentados os níveis de corrosão em função de valores de densidade de corrente e do potencial de corrosão.

Tabela 1. Relação da densidade de corrente por nível de corrosão.

I_{cor} (μA/cm²)	Taxa de corrosão (μm/ano)	Nível de corrosão
< 0,1	< 1,16	Estado passivo
0,1 a 0,5	1,16 a 5,80	Baixo para moderado estado de corrosão
0,5 a 1,0	5,80 a 11,60	Moderado para alto estado de corrosão
> 1,0	>11,60	Alta taxa de corrosão

Fonte: Cunha *et al.* (2003)

Tabela 2. Critério de avaliação do potencial de corrosão.

Valor do potencial de corrosão	Probabilidade de estar ocorrendo corrosão
< - 350 mV	90 %
- 200 mV a - 350 mV	Incerteza
> - 200 mV	10%

Fonte: ASTM C 876 (2009)

Das várias técnicas utilizadas para estudo de corrosão e para a determinação da densidade de corrente, do potencial de corrosão e da taxa de corrosão, a polarização linear (LPR) é mais aplicada (Alves *et al.*, 2012), e sua grande aplicação se faz devido à rapidez e comodidade com que se podem determinar as variáveis medidas. O objetivo desta técnica é medir a resistência que um dado material, exposto a determinado meio, oferece à oxidação durante a aplicação de um potencial externo.

Para a realização da técnica é comum o uso de um potenciostato para a aplicação de diferentes potenciais (tensões) no eletrodo de referência (Flores *et al.*, 2013). Assim, quando o potencial é diferente do potencial de corrosão, o equipamento registra a corrente aplicada (Fofano, 1999). Desta forma, obtém-se a variação da corrente lida em função do potencial aplicado (E vs. I) como apresentado na Figura 3. Outro parâmetro de controle obtido é a resistência de polarização que pode ser considerada como a relação entre a diferença de potencial e a corrente aplicada (Liu, 1993).

A partir destes dados podem ser realizadas medidas quantitativas de diversos parâmetros eletroquímicos de corrosão, com base nas equações apresentadas pela ASTM G 59 (1997) e por Wolyneç (2003). A densidade de corrente, por exemplo, pode ser calculada conforme apresentado na Equação 1 e na Equação 2.

$$i_{cor} = \frac{B}{R_p} \quad (1)$$

$$B = \frac{\beta_a \cdot |\beta_c|}{2,303 \cdot (\beta_a + |\beta_c|)} \quad (2)$$

Onde: i_{corr} é a densidade de corrente de corrosão (A/cm²), β_a é a inclinação anódica de Tafel e β_c é a inclinação catódica de Tafel (V/década), e R_p é a resistência à polarização (ohm/cm²), conforme apresentado na Figura 2.

A taxa de corrosão – TC (mm/ano), por sua vez, pode ser determinada a partir da Equação 3, onde Eq é o equivalente eletroquímico da espécie corroída (g), e ρ é a densidade do material corroído (g/cm³).

$$TC = 3,27 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{i_{cor} \cdot Eq}{\rho} \quad (3)$$

A taxa de corrosão TC (µm/ano) pode ser considerada também equivalente a 11,6 vezes I_{corr} (µA/cm²) para uma barra de aço (RILEM, 2000).

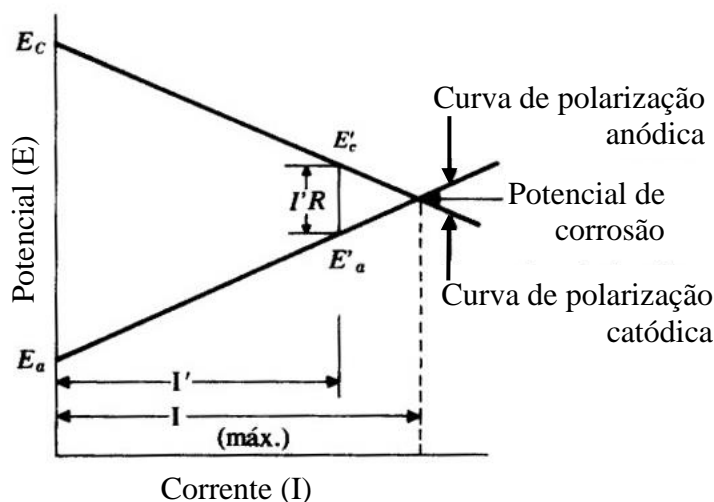


Figura 2. Representação das curvas de polarização anódica e catódica de um metal. Fonte: Wolyneć (2003).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir serão apresentados os materiais utilizados nesta pesquisa e os métodos de ensaio adotados. Os tipos de aço a serem ensaiados foram escolhidos a partir das indicações da ABNT NBR 7480 (1996) que trata dos aços destinados a estruturas de concreto armado e da ABNT NBR 7482 (2008) que trata dos aços para estruturas de concreto protendido. Outro critério para a seleção dos tipos de aço foi a proximidade dos diâmetros entre as classes, para menor variabilidade nos resultados. Os tipos selecionados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Barras de aço ensaiadas.

Aço	Diâmetro
CA – 50	6,3 mm
CA – 60	5,0 mm
CP – 175 RB E	6,0 mm

Para cada aço da Tabela 3, foram utilizadas quatro amostras de 15 cm de comprimento, limpas com uma solução de ácido clorídrico de acordo com a ASTM G1 (2011).

Os ensaios foram realizados com as barras imersas em soluções de diferentes pH, alterados com a adição de hidróxido de sódio e controlados através de um pHmetro de bancada a 25°C. As soluções apresentavam os valores de 7, 9 e 11 de alcalinidade iniciais, sendo que não foram feitas correção do pH após início do ensaio. As leituras foram realizadas aos 7 e 30 dias. Cabe salientar que as barras de aço ficaram em recipientes, hermeticamente fechados, e imersas em solução agressiva, assim, não houve carreamento de material nem acréscimo de substâncias ou gases.

Antes dos ensaios, parte das barras foi submetida a um método de proteção de superfície. O sistema de proteção utilizado foi um conversor de ferrugem em duas demãos com intervalo de 60 minutos, com posterior aplicação por uma pintura acrílica. O produto de proteção utilizado apresenta densidade de $1,03\text{g/cm}^3$, teor de sólidos de 10 a 15%, pH de 2,6 e composição química de extrato orgânico de *Acacia mearnsi* (3-15%), ácido cítrico (2-10%), copolímero acrílico (5-20%), aditivo *2-Butoxy ethanol* (3-15%). Foram realizados ensaios de resistência à polarização linear (LPR) conforme prescrito pela ASTM G 59 (1997) através de um potenciostato modelo SP-200 da BioLogic – Figura 3 – que utilizou um eletrodo de cobre-sulfato de cobre (Cu/CuSO_4) e aplicou tensões variando de -2V a $+2\text{V}$.

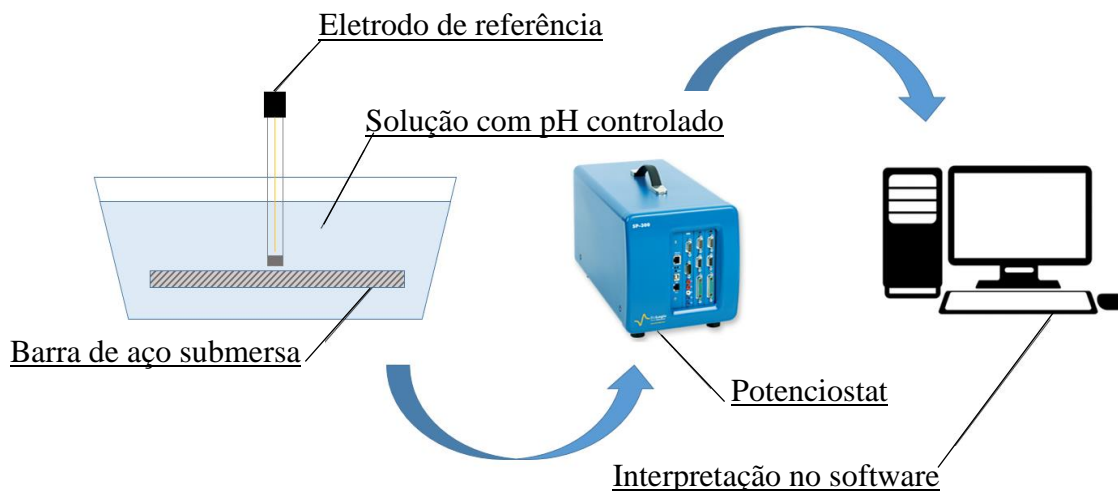


Figura 3. Ensaio realizado com o Potenciostato SP-200.

Para cada condição de ensaio (pH e tipo de proteção) foram realizadas quatro leituras, sendo que o eletrodo foi posicionado o mais próximo da barra de aço durante as leituras. Após os ensaios, as curvas de polarização foram analisadas e, desta forma, foi possível obter o potencial de corrosão (E_w), a densidade de corrente de corrosão (I_{corr}), a taxa de corrosão (TC), e a resistência de polarização (R_p) para cada uma das barras de aço – com e sem proteção – nos diferentes pHs.

Para validação dos resultados encontrados aplicou-se o teste estatístico de Tukey para comparação múltipla dos resultados, assim evidenciando as diferenças entre os resultados obtidos, com um grau de confiança de 95%. Sendo que a análise estatística foi realizada apenas para os resultados da densidade/taxa de corrosão.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir estão apresentados os resultados das medidas de corrosão das barras de aço submetidas a diferentes níveis de pH, com e sem proteção de superfície na barra. A Figura 4 e 5 apresentam os resultados de potencial de corrosão para as barras de aço aos 7 e 30 dias, respectivamente. Os dados foram classificados com base na probabilidade de corrosão apresentada na Tabela 2.

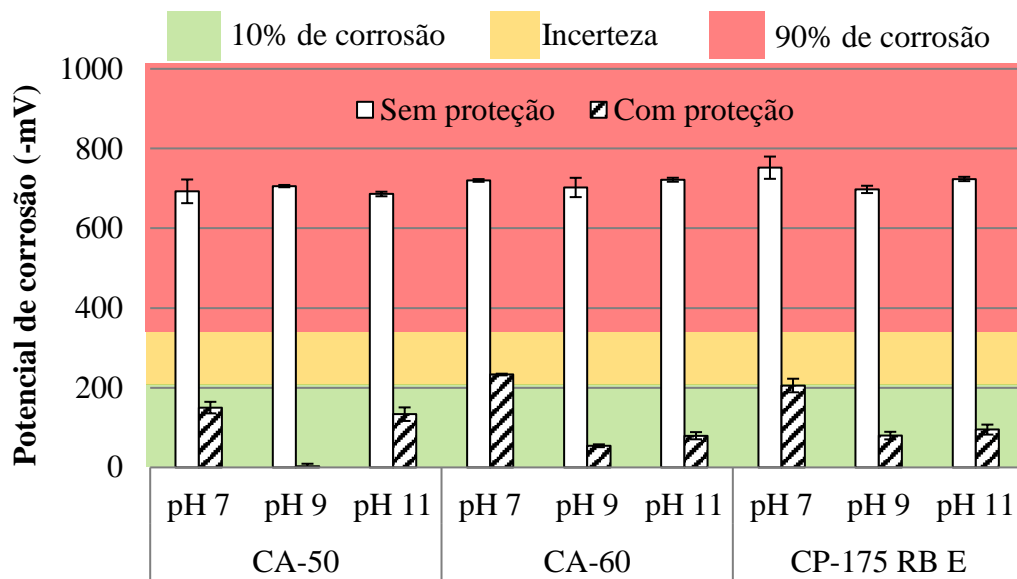


Figura 4. Potencial de corrosão das barras aos 7 dias. (Eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO₄).

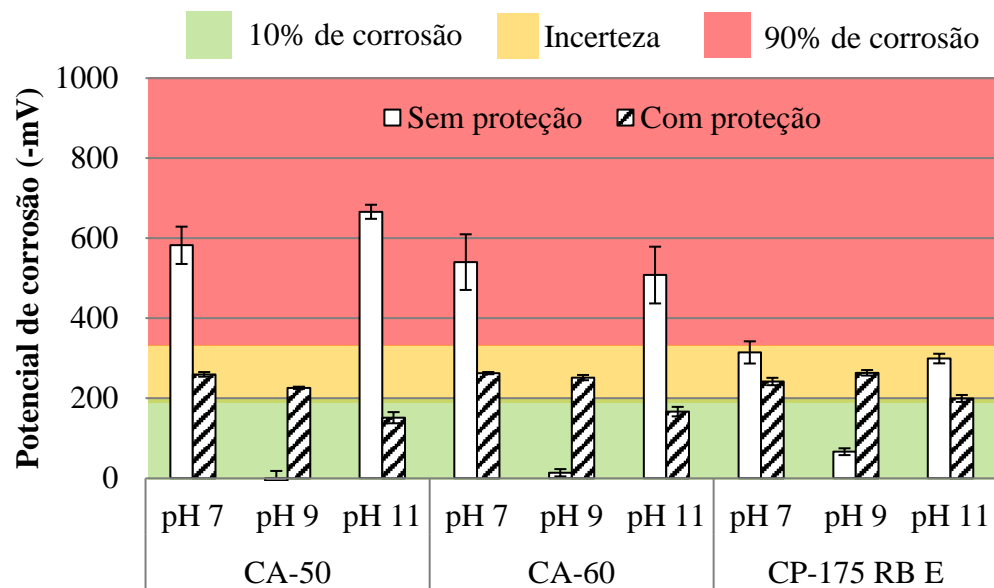


Figura 5. Potencial de corrosão das barras aos 30 dias. (Eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO₄).

Observa-se na Figura 4 que, aos 7 dias, todas as barras de aço sem proteção apresentam um potencial de corrosão com probabilidade de 90%, com média de -711mV. Enquanto 78% das barras protegidas se encontram com baixa probabilidade de corrosão (10% de ocorrência), com leituras variando entre -3mV e -205mV. Os resultados da Figura 4 evidenciam a ação do conversor de ferrugem no potencial de corrosão nas idades iniciais de aplicação.

Aos 30 dias (Figura 5), as barras sem proteção de superfície tiveram seu potencial de corrosão aumentado, apresentando resultados entre -6mV e -582mV. Ainda aos 30 dias, as barras com proteção sofreram um aumento no potencial de corrosão, com redução para 33% das amostras na zona de baixa probabilidade de corrosão – com média de leitura de -224mV. Também foram avaliados os resultados

da densidade de corrente e da taxa de corrosão em função do nível de corrosão conforme apresentado nas Figuras 6 e 7.

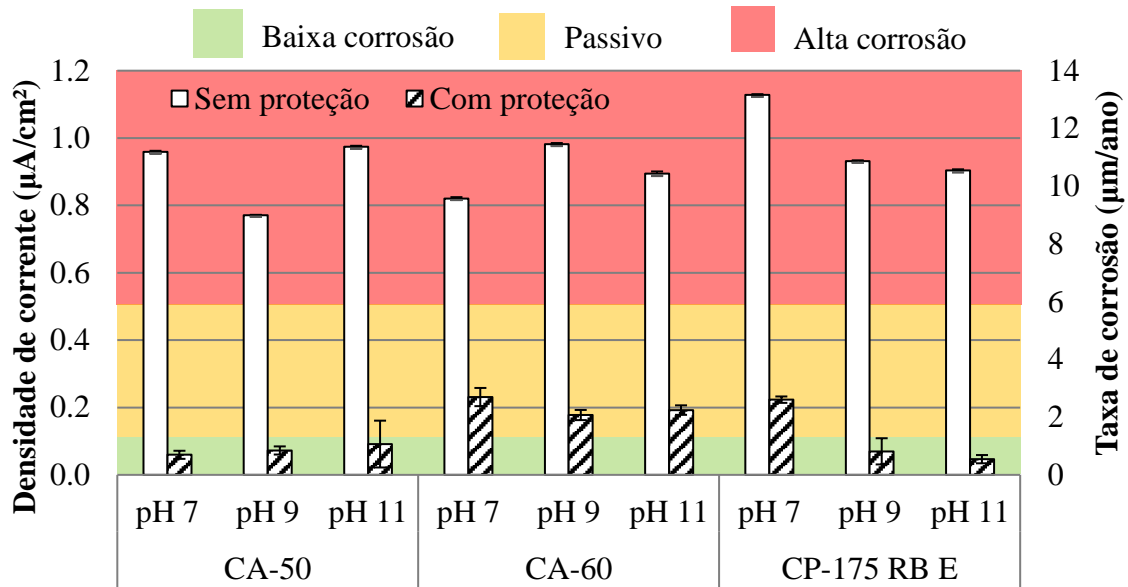


Figura 6. Densidade de corrente e taxa de corrosão das barras aos 7 dias. (eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO₄).

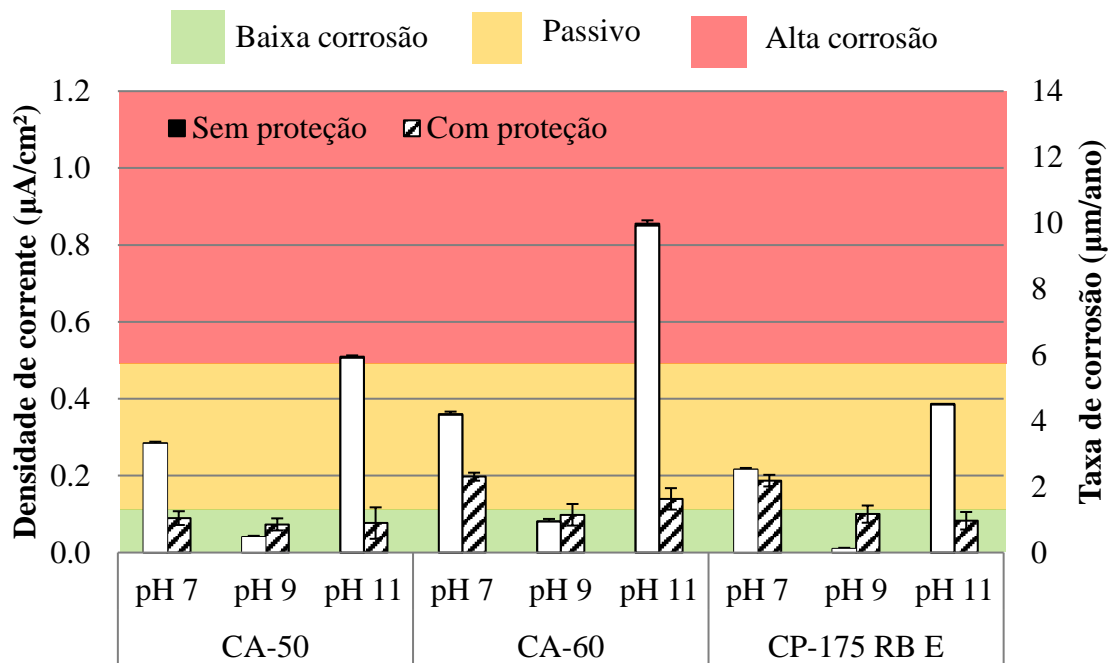


Figura 7. Densidade de corrente e taxa de corrosão das barras aos 30 dias (eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO₄).

Com os dados apresentados na Figura 6 é possível observar que para as análises aos 7 dias ocorrem altos valores de taxa de corrosão nas barras sem proteção, ou seja, um estado de corrosão generalizado (com todos dos resultados classificados em corrosão moderada para alta, e densidades de corrente superiores a 0,77 μA/cm²). Além de comportamento variado dos valores entre as barras, ou seja, sem uma tendência

clara e conclusiva sobre a maior ou menor tendência de corrosão de cada tipo de aço. Deve-se destacar na Figura 6 que em todos os casos a taxa de corrosão foi maior nas barras sem proteção, se comparadas com a barras de aço que tiveram sus superfície protegida que atingiram densidades de corrente inferiores a $0,23 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, com 78% dos resultados na zona de passividade. Nota-se que o aço CA-60 com proteção apresentou os maiores valores de taxa de corrosão quando comparado com os outros resultados de aços protegidos superficialmente.

Já para as análises realizadas aos 30 dias (Figura 7) tem-se uma queda de taxa de corrosão em todos os casos. Estando a maior parte dos casos incluídos nos dois primeiros grupos de classificação do estado de corrosão: passivo e reduzido a moderado estado de corrosão, com exceção dos aços CA-50 e CA-60 no ambiente por pH igual a 11.

Sabe-se que durante os períodos iniciais de exposição à atmosfera, a taxa de corrosão dos aços-carbono é usualmente elevada. Isso se deve à alta porosidade da ferrugem inicialmente formada, composta basicamente por óxidos de ferro. Após esse período inicial, as propriedades protetoras melhoram, e a taxa de corrosão decresce (Panonni *et al.*, 1993). Devido a este comportamento, são utilizados modelos exponenciais para representar a taxa de corrosão ao longo do tempo (Hakkarainen, 1982; Barton, 1980; Pannoni e Marcondes, 1991). Desta forma, os resultados obtidos estão de acordo com os resultados observados por outros autores.

Portanto, a queda na taxa de corrosão foi possivelmente causada pela corrosão inicial severa no material, que teve como consequência a formação de uma camada de produtos da corrosão na superfície exposta das armaduras, o que, em outras palavras, pode ter dificultado o contato entre as amostras de aço e as soluções. Outra hipótese não abordada por outros autores é a variação de oxigênio presente na solução, ou seja, com a oxidação do ferro houve uma diminuição da concentração de oxigênio presente; ou seja, o próprio produto de corrosão tendeu a reduzir a velocidade do progresso da corrosão das armaduras, por se constituir como uma barreira física ao acesso do eletrólito.

Nota-se ainda que a barra de aço CA 60, de modo geral, apresentou valores mais altos que as demais, indicando uma maior suscetibilidade à corrosão, contudo, sem significância estatística. Também deve-se destacar que a capacidade de proteção do sistema de tratamento de superfície do aço não se apresenta mais eficaz aos 30 dias de exposição as condições de corrosão. Para permitir uma melhor análise da influência do pH da solução, foram elaboradas as Figuras 8 e 9 em função do pH das soluções.

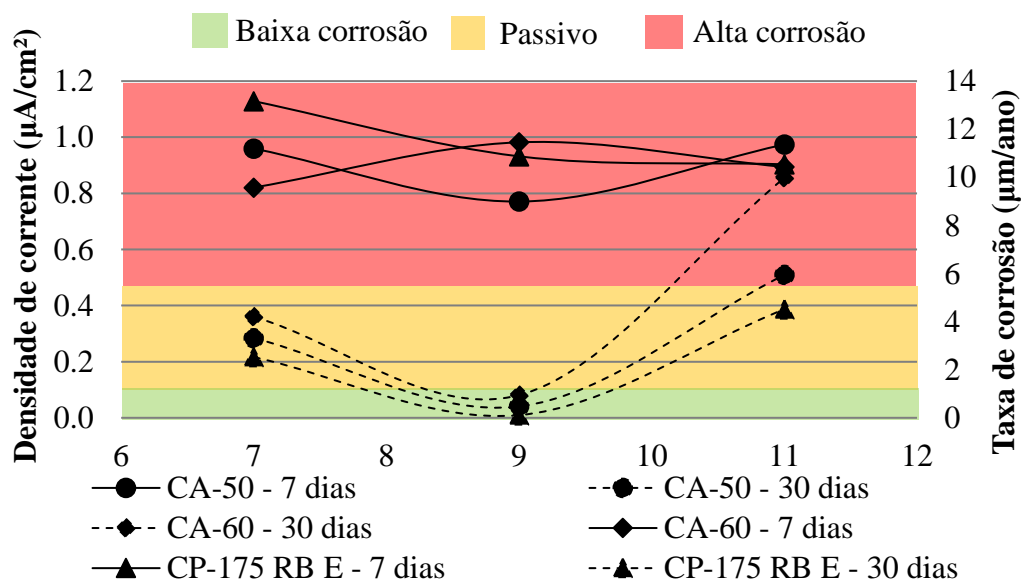


Figura 8. Densidade de corrente e taxa de corrosão das barras sem proteção. (eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO_4). Fonte: Autoria própria (2016).

A partir dos resultados apresentados na Figura 8 pôde-se observar que o pH pouco influenciou os resultados das barras sem proteção, expostas por um período de 7 dias, sendo que as amostras obtiveram um valor de densidade de corrente na faixa de 0,8 a 1,1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, sendo classificadas com um estado de corrosão de moderado a elevado. Enquanto que aos 30 dias, as barras sem proteção apresentaram resultados variados de taxa de corrosão, com destaque para a redução da corrosão para aquelas que se encontravam na solução de pH=9 – atingindo a passividade.

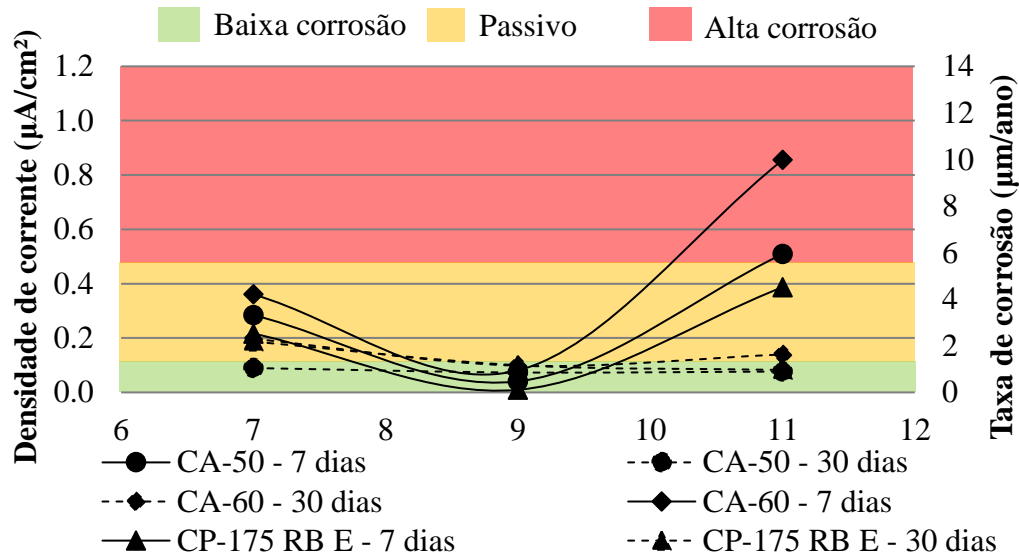


Figura 9. Densidade de corrente e taxa de corrosão das barras com proteção. (eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO_4).

Ao analisar as barras com proteção de superfície (Figura 9), nota-se que aos 7 dias ocorreu uma variação na densidade de corrente, com aumento das taxas, mesmo das barras protegidas, quando pH=11 com valores de até 0,85 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Aos 30 dias o pH das soluções não se mostrou influente nos resultados da densidade de corrente, com resultados próximos da passividade. Contudo, é possível destacar que o pH=9 inibiu o processo de corrosão em todas as barras protegidas.

Assim como nos resultados de pH, a variação do tipo de aço utilizado, seja CP, CA 50 ou CA 60, pouco influenciou na variabilidade dos resultados. Porém, observa-se que em dois cenários (30 dias sem proteção e 7 dias com proteção) o CP-175 foi o aço menos prejudicado pelo efeito da corrosão, seguido pelos aço CA 50 e CA 60. Este comportamento pode ser explicado pelo fato de existir de 0,15 a 0,40 % de carbono nos aços CA 50 e CA 60, enquanto que CP-175 apresentam teores de 0,70 a 1,20 % carbono (ARCELORMITTAL, 2016). Assim, por apresentar um menor teor de ferro em sua composição química, o aço para protensão tende a apresentar uma menor taxa de formação de óxido de ferro.

A Figura 10 mostra uma correlação entre os resultados de potencial de corrosão e da densidade de corrente e verifica-se que existe uma correlação entre as duas grandezas de monitoramento da corrosão, com R^2 igual a 0,83.

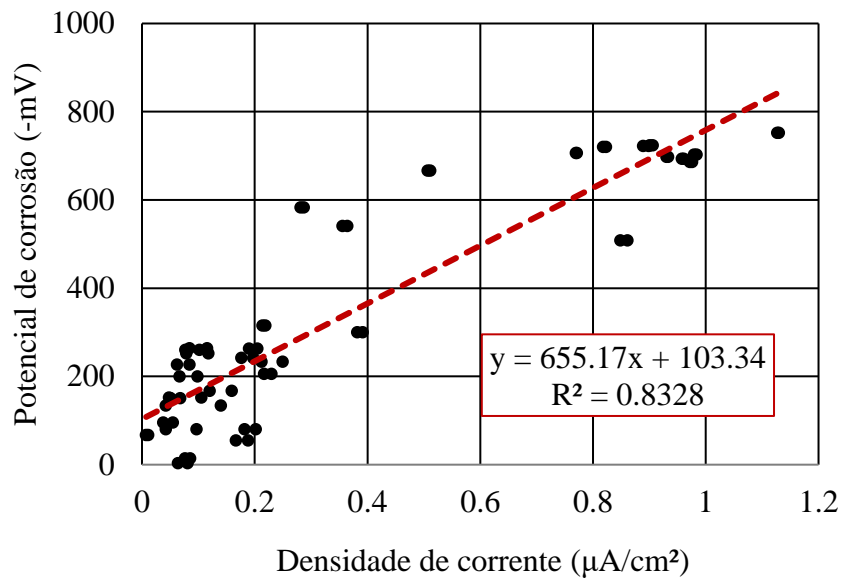


Figura 10. Correlação entre medidas realizadas. (eletrodo de referência: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO₄).

Este resultado é esperado uma vez que o aumento do potencial de corrosão induz um aumento da inclinação Tafel e, conseqüentemente, da densidade de corrente. A existência de boa correlação comprova a eficácia das técnicas aplicadas.

A fim de se comprovar a diferença entre os resultados obtidos, foi realizada a análise estatística pelo teste de Tukey conforme apresentado na Figura 11. No teste, os intervalos de confiança representam a interação entre duas amostras, caso haja a intersecção entre o intervalo do limite inferior e superior das amostras com o eixo vertical zero, pode-se afirmar que as diferenças entre elas não são significativas.

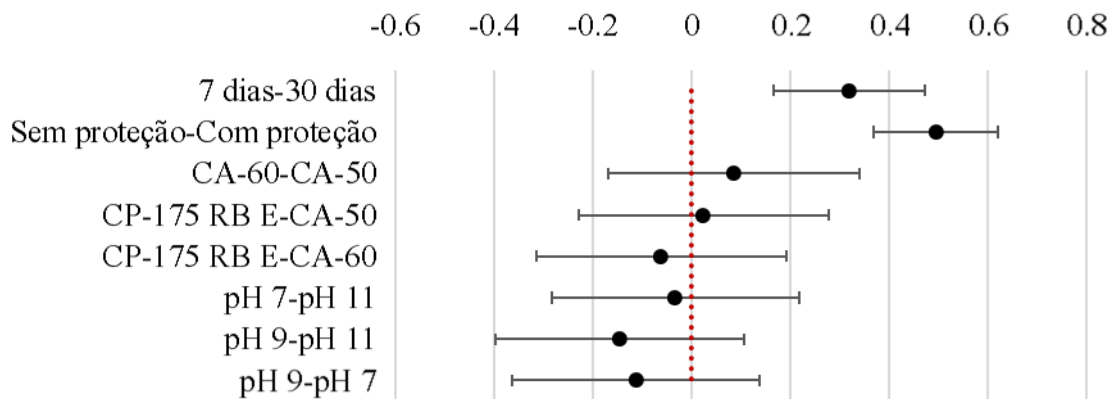


Figura 11. Teste Tukey para comparação múltipla de médias.

Conforme resultados apresentados na Figura 11, ocorreram diferenças - com significância superior a 95% - entre os resultados obtidos aos 7 e 30 dias, bem como entre as barras com e sem proteção de superfície. Desta forma, a proteção foi capaz de melhorar as propriedades eletroquímicas do aço em diferentes pHs, reduzindo a taxa de corrosão e a densidade de corrente.

Ainda de acordo com a Figura 11, observa-se que o tipo de aço utilizado e o pH das soluções não exerceram influência estatisticamente significativas nos resultados obtidos. Este comportamento se justifica pelo desvio observado nos valores da densidade de corrente, com comportamentos divergentes em cada uma das condições analisadas.

Contudo, mesmo sem significância estatística, quando analisados os desvios no teste Tukey causados pelo tipo de aço, nota-se que os aços que apresentaram a menor diferença nos resultados foram os aços CP-175 e CA-50. Quanto ao pH das soluções, nota-se que o pH=9 foi o que gerou uma maior diferença nos resultados (quando observado o desvio das análises pH 9 – pH 11 e pH 9 – pH 7).

Este tipo de análise é fundamental para comprovar que os estudos de durabilidade necessitam cada vez mais avaliar outras variáveis que podem influenciar nos ensaios realizados e as interações do meio ambiente em que os materiais se encontram com o aço e concreto.

5. CONCLUSÃO

De uma forma geral, foi confirmada a influência de variáveis no processo de corrosão em barras de aço: tempo e sistema de proteção de superfície. Neste trabalho foi possível observar altos valores de taxa de corrosão em idades iniciais, com redução aos 30 dias pela alteração do meio - causada pelo material resultante do processo de corrosão (possível deposição superficial na barra e alteração da concentração de oxigênio na solução). Observou-se que barras submetidas a proteção de superfície demonstraram capacidade de manter a taxa de corrosão em valores baixos mesmo com idades avançadas.

Quanto à análise entre as classes dos aços concluiu-se que, ocorreu uma pequena diferença entre os valores, sem influenciar de forma estatisticamente significativa nos resultados da densidade de corrente e taxa de corrosão. O pH das soluções, por sua vez, também não se mostrou estatisticamente influente nos resultados obtidos.

Vale destacar que o método de polarização linear para medidas da taxa de corrosão se mostrou eficiente e preciso em suas determinações, com boa correlação entre as medidas realizadas do potencial de corrosão e da densidade de corrente. Além disso, pode-se afirmar a importância de realização de mais estudos focados em entender as variáveis que influenciam os processos de corrosão, permitindo, assim, uma melhor previsão da vida útil das estruturas de concreto armado.

6. REFERENCIAS

Alves H. G., Neri K. D., Ferreira P. R. R. (2012), “Aplicação da técnica de polarização linear para detectar corrosão em concreto armado atacados por sulfatos e cloretos”. Artigo Técnico. Congresso Brasileiro de Química.

American Society for Testing and Materials. ASTM C 876. *Standard Test Method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*. Philadelphia. 1991.

American Society for Testing and Materials. ASTM G 59. *Standard practice for conducting potentiodynamic polarization resistance measurements*. Philadelphia. 1997.

American Society for Testing and Materials. ASTM G1. *Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens*. Philadelphia. 2011.

Andrade, J. J. de O. (2001), “Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos”. Tese de Doutorado. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil – PPGEC. Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul – UFRGS.

Araujo, A., Panossian, Z. E., Lourenco, Z. (2013), “Proteção catódica de estruturas de concreto”. Rev. Ibracon Estrut. Mater. [online]. vol.6, n.2, pp. 178-193. ISSN 1983-4195.

ARCELOR MITTAL. *Manual do Processo de Fabricação de CA50S, CA25 e CA60 Nervurado*. 2016. Disponível em: < <http://longos.arcelormittal.com/pdf/produtos/construcao-civil/outros/manual-fabricacao-ca-50-ca-60.pdf>> Acesso em 21.08.2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7480 - *Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado*. Rio de Janeiro, 1996.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7482 - *Fios de aço para concreto protendido*. Rio de Janeiro, 2008.

Barton, K. et al., *Zasch. Met.*, 16, p. 387 (1980)

- Cunha, M., Helene, P., Lourenço, M. (2013), “*Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise*”. Elsevier Brasil,
- Figueiredo, E. P., Meira, G. (2012), “*Corrosión de armadura de estructuras de hormigón*”. Boletín Técnico 6. Asociación Latino americana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción.
- Flores, C., Rodríguez, S., Cárdenas, A.; Guarneros, O. (2013), “*Evaluación mecánica de concreto y de corrosión en mortero con partículas de neumático reciclado*”. Revista ALCONPAT, 3(3), 192-203.
- Fofano, S. (1999), “*Avaliação de técnicas eletroquímicas na monitoração de corrosão por sulfetos em 1999*”.
- Gu, P., Beaudoin, J. J. (1998), “*Obtaining effective half-cell potential measurements in reinforced concrete structures*”. Construction Technology Update No. 18. Institute for Research in Cosntruction.
- Hakkarainen, T., Ylasaari, S. in Ailor, E. H. (1982), “*Atmospheric corrosion*”, ed., Wiley, New York.
- Liu, Y. (1996), “*Modeling the time-to-corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures*”. Tese de doutorado: Virginia Polytechnic Institute and State University, 128p.
- Medeiros, M. H. F., Giordano, D. E., Pereira, E., Vignolo, A., Galeano, R., & Helene, P. (2012), “*Inspeção no palacio de la Luz–Montevideo: uma visão de durabilidade*”. Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, 2(2), 93-108.
- Pannoni, F. D. et al. (1993), “*Investigação da corrosão de um aço-carbono e de um aço patinável submetidos a diferentes condições ambientais*”. Anais do 48º Congresso Anual da Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais (ABM), p. 135.
- Pannoni, F. D., Marcondes, L. (1991), “*Efeito da composição química da liga sobre o comportamento frente à corrosão atmosférica de aços determinado pela análise estatística de dados publicados*”. Anais do 16º Congresso Brasileiro de Corrosão da Associação Brasileira de Corrosão (ABRACO), p. 67.
- RILEM Recommendations of TC 154-EMC (2000), *Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion, test methods for on site measurement of resistivity of concrete, materials and structures*.
- Silva, M. V. F., Pereira, M. C., Codaro, E. N. (2015), “*Corrosão do aço-carbono: uma abordagem do cotidiano no ensino de química*”. Química Nova, v. 38, n. 2, p. 293–296, 2015. Acesso em: 6/5/2015.
- Tavares, L. M. (2006), “*Estudo do processo de corrosão por íons cloreto no concreto armado utilizando armaduras comuns e galvanizadas*”. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica Do Rio Grande Do Sul.
- Vieira, D. V., Pelisser, F., Paula, M. M. Da S., Mohamad, G., Nóbrega, A. C. V. Da. (2015), “*Estudo de inibidores de corrosão em concreto armado*”. Matéria (Rio de Janeiro), v. 15, n. 3, p. 430–444, 2010. Acesso em: 6/5/2015.
- Wolyneq, S. (2003), “*Técnicas eletroquímicas em corrosão*”, São Paulo, Edusp.



Efeito de cinzas volantes nas propriedades mecânicas de concreto feitos com agregado calcário moído de alta absorção

J. A. Canul¹, E. I. Moreno², J. M. Mendoza-Rangel¹.

¹ Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL), Facultad de Ingeniería Civil, México, Ciudad Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, C.P. 66450, +52 (81) 83 29 40 00 ext. 7239, <http://fic.uanl.mx>.

² Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán (UADY), México, Av. Industrias no Contaminantes por Periférico Norte Apdo. Postal 150 Cordemex, 930-05-50, <http://www.ingenieria.uady.mx>.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.150>

Artículo recibido el 30 de abril de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 23 de agosto de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

RESUMO

O concreto produzido com agregado calcário moído de alta absorção de Yucatan, no México, é considerado de baixa qualidade. O objetivo deste estudo é o de melhorar as propriedades mecânicas do concreto fabricado com este tipo de agregado incorporando cinza volante (CV). As propriedades medidas foram: resistência à compressão (RC) e módulo de elasticidade. Foram utilizadas relações água/cimento de 0,5 e 0,7, a CV foi incorporada como substituição parcial de cimento em 20% e 40%, e como um aditivo mineral a 10% e 20%. Os resultados indicam que a CV pode ser usada nesses concretos como um agregado miúdo inerte, pois apresenta uma resistência à compressão similar à amostra de referência. São apresentadas equações para a previsão das propriedades mecânicas.

Palavras chave: cinzas volantes; agregados de calcário; absorção; resistência à compressão; módulo de elasticidade.

ABSTRACT

Concrete made with high-absorbent crushed limestone aggregates from Yucatán, México are well known as a low quality concrete. The aim of this investigation is to enhance the mechanical properties of concrete with high absorbent crushed limestone aggregates and fly ash. The measured properties were: compressive strength and elastic modulus. The water/cement ratios were 0.5 and 0.7, fly ash was incorporated as partial substitution of cement with 20% and 40% and as a mineral additive in 10% and 20%. Results show that fly ash can be used in this kind of concretes as mineral additive due to compressive strength was similar to those reference samples. Finally, an equation for predicting mechanical properties is reported.

Keywords: fly ash; limestone aggregates; absorption; compressive strength; elastic modulus.

RESUMEN

El concreto elaborado con agregado calizo triturado de alta absorción de Yucatán, México, es considerado de baja calidad. El objetivo de la investigación es mejorar las propiedades mecânicas del concreto elaborado con este tipo de agregado incorporando ceniza volante (CV). Las propiedades medidas fueron: Resistencia a la compresión (RC) y módulo de elasticidad. Se utilizaron relaciones agua/cemento de 0.5 y 0.7, la CV se incorporó como sustitución parcial del cemento en un 20% y 40%, y como aditivo mineral en un 10% y 20%. Los resultados indican que la CV puede ser utilizada en concretos con ACTAA como agregado inerte fino ya que logra mantener una RC similar a la referencia. Se presentan ecuaciones para la predicción de propiedades mecânicas.

Palabras clave: ceniza volante; agregado calizo; absorción; resistencia a la compresión; módulo de elasticidad.

Autor de contacto: J. M. Mendoza-Rangel (jose.mendozarn@uanl.edu.mx)

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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

Os agregados utilizados no concreto podem ocupar até três quartos do volume total de concreto e podem influenciar em maior ou menor grau na trabalhabilidade, propriedades mecânicas, durabilidade e porosidade do mesmo. Também reduzem os custos e proporcionam estabilidade. Assim, a caracterização dos agregados é indispensável para projetar e prever o comportamento do concreto.

Os concretos produzidos na Península de Yucatán utilizam agregado de rocha calcária moída cujas principais características são alta porosidade, alta absorção, baixa densidade, alta fragilidade e elevada densidade de finos, que comparados com os agregados de pouca absorção, estas características são típicas de um agregado deficiente (Moreno e Arjona, 2011). Portanto, neste tipo de concreto, a fase de agregados afeta as propriedades mecânicas do concreto, tais como resistência à compressão (RC) e módulo de elasticidade (ME), gerando a necessidade de utilizar maiores quantidades de cimento para satisfazer os requisitos mecânicos objetivos.

Por sua vez, Solis e Moreno (2012) investigaram a máxima RC para a dosagem de concreto agregado calcário moído de alta absorção (ACTAA) com relações a/c entre 0,20 e 0,45 com consumos de cimento de 460 a 1300 kg/m³, sem considerar adições pozolânicas. A RC máxima foi de aproximadamente 500 kg/cm² para 28 dias e uma RC média de cerca de 600 kg/cm² a idades posteriores. Não se observou que a RC do concreto aumentou significativamente devido a um consumo superior a 850 kg/m³ de cimento, porque os agregados tinham atingido a sua capacidade máxima.

Sendo o cimento o material do concreto mais caro tanto economicamente como ambientalmente, utilizar materiais cimentícios suplementares poderia ser considerado uma necessidade. As pozolanas são materiais silicosos ou sílico-aluminosos que se possuem pouco ou nenhum valor cimentício, mas se são finamente divididos ou na presença de umidade, reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio (CH) a temperaturas normais para formar compostos que possuem propriedades cimentícias (ASTM C-125). Como as pozolanas podem ser usadas para substituir parcialmente o cimento Portland ou como adições minerais ao concreto, podem ser obtidas propriedades mecânicas similares ou superiores que nos concretos base cimento portland.

Em Yucatan, a aplicação de pozolanas não é comum porque em seu relevo não se encontram regiões vulcânicas e a indústria não gera resíduos com características pozolânicas. No entanto, Aportela e Pardo L. (2002) estudaram a viabilidade técnica do uso de cinzas do vulcão Popocatepetl como material cimentício em concreto com ACTAA, os autores observaram que a RC diminuiu conforme se incorporou cinzas do vulcão por substituição de cimento portland e agregado miúdo.

Na região de Nava, México, há uma Central termoelétrica, usina movida a carvão que produz grandes quantidades de cinzas volantes (CV) devido à queima de carvão pulverizado. Por sua origem, esta CV é classificada como artificial, e por sua composição química de óxidos é considerada de Classe F, de acordo com a norma ASTM C 618. Foram relatados concretos com alta resistência mecânica à compressão, com alto teor de CV da região de Nava e com baixo consumo de cimento Portland (100 - 150kg/m³), sendo imprescindível a utilização do aditivo superplastificante para ambas as dosagens para alcançar a trabalhabilidade esperada (Valdez P. et al., 2007). No trabalho de Valdez P. et al. (2007) não foi investigada a atividade pozolânica da CV.; no entanto, ao ser aumentada a RC de um determinado concreto, normalmente o ME tende a aumentar também e a CV. de Nava se mostrou um material potencialmente útil na indústria do concreto.

Siddique R. (2003) investigou as propriedades mecânicas do concreto (RC e ME) com adições minerais de CV em 10%, 20%, 30%, 40% e 50%; nos resultados foram obtidos valores maiores do que a referência em todas as adições, ainda o autor conclui que a CV classe F pode ser utilizada para uso estrutural.

As porosidades registradas no concreto com ACTAA em Yucatán variam entre 18% e 25% para diferentes relações a/c, sendo este um valor muito alto em comparação com concretos feitos com outros tipos de agregados. A diminuição da porosidade na pasta cimentícia utilizando CV da região de Nava é proposta como uma solução para que o concreto com ACTAA aumente as suas propriedades mecânicas.

O objetivo do estudo foi determinar a viabilidade do uso da CV para diminuir a porosidade e aumentar a RC e ME do concreto com ACTAA. Também considerando a possibilidade de uma economia na quantidade de cimento com as dosagens de substituição parcial de cimento por CV. No entanto, olhando do ponto social, ao dar um uso e espaço a um resíduo industrial como a CV tem também um impacto importante para a região vizinha onde é produzido.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Os materiais utilizados para a fabricação das amostras das dosagens de concreto foram caracterizados com base na Norma da Sociedade Americana para Ensaios e Materiais (ASTM). Foi utilizado cimento portland composto CPC 30R na fabricação dos corpos de prova, porque é um dos mais utilizados na península de Yucatán e este projeto avalia a aplicabilidade da CV em condições normais de obra. Este cimento está em conformidade com os requisitos da norma NMX C-414 ONNCCE.

A morfologia da CV foi obtida por análise de imagem com um microscópio eletrônico de varredura (SEM), a composição química de óxidos por fluorescência de raios-X (FRX), a distribuição de tamanho de partícula (DTP) pela difracção a laser. Além disso, foram obtidos o índice de atividade resistente (IAR) e a densidade.

O método de dosagem utilizado foi o do American Concrete Institute (ACI 211.1), com duas modificações:

1. A absorção de agregados graúdos e miúdos foi considerada como 70% da absorção calculada de acordo com a norma ASTM C127 e C128, correspondentemente, porque as amostras de agregado não são saturadas durante 24h, mas durante 15 a 60 minutos depois de ter sido seca num forno a 110 °C durante 24 horas (Hernandez, 2013).
2. A adição da CV como material cimentício (traços SCV-20 e SCV-40, Tabela 1) e como um aditivo mineral (traços ACV-10 e ACV-20), a inclui no volume da mistura usando a sua densidade. No caso de traços com adição de CV, foi substituída uma porcentagem de agregado miúdo por CV no estudo.

Foram estudados 10 traços de concreto, com relação água/ material cimentício (a/mc) de 0,5 e de 0,7. A Tabela 1 mostra a nomenclatura de cada traço de concreto para fins práticos de leitura. Cada dosagem foi de 55 litros. A quantidade de corpos de prova de concreto está apresentada na Tabela 2. As amostras foram preparadas de acordo com a norma ASTM C 31 e foram curados em imersão em água com hidróxido de cálcio.

Tabela 1. Nomenclatura dos traços de concreto.

Nomenclatura	Número de dosagens	Características
MR	2	Referência
SCV-20	2	20% de substituição de cimento por CV
SCV-40	2	40% de substituição de cimento por CV
ACV-10	2	10% de adição mineral de CV
ACV-20	2	20% de adição mineral de CV

Tabela 2. Corpos de prova das dosagens de concreto.

Resistência a compressão aos 28 dias	Resistência a compressão aos 91 dias.	Módulo de elasticidade	Porosidade, Densidade e Absorção
4 corpos de prova de 10 cm x 20 cm	4 corpos de prova de 10 cm x 20 cm	4 corpos de prova de 15 cm x 30 cm	4 corpos de prova de 7.5 cm x 10 cm

A RC, o ME e a porosidade foram determinadas de acordo com as normas ASTM correspondentes.

3. RESULTADOS

Na Tabela 3 se apresenta a caracterização física dos agregados miúdos e graúdos: massa específica aparente, massa específica do grão, absorção de água, resistência à abrasão e módulo de finura. Os valores apresentados são a média de 3 amostras. Nas Figuras 1 e 2 se apresentam a granulometria do agregado graúdo e do agregado miúdo. Pode ser observado que apenas o agregado miúdo atinge os padrões estabelecidos pela norma ASTM C33.

Tabela 3. Caracterização dos agregados

Tipo de Agregado	Massa Específica (SSS)	Massa volumétrica aparente (kg/m ³)	Massa específica compactada seco (kg/m ³)	Absorção de água (%)	Resistência à abrasão (%)	Módulo de finura
Graúdo	2.32	1113.41	1234.40	8.1	32	-----
Miúdo	2.42	1280.36	-----	6.8	-----	2.72

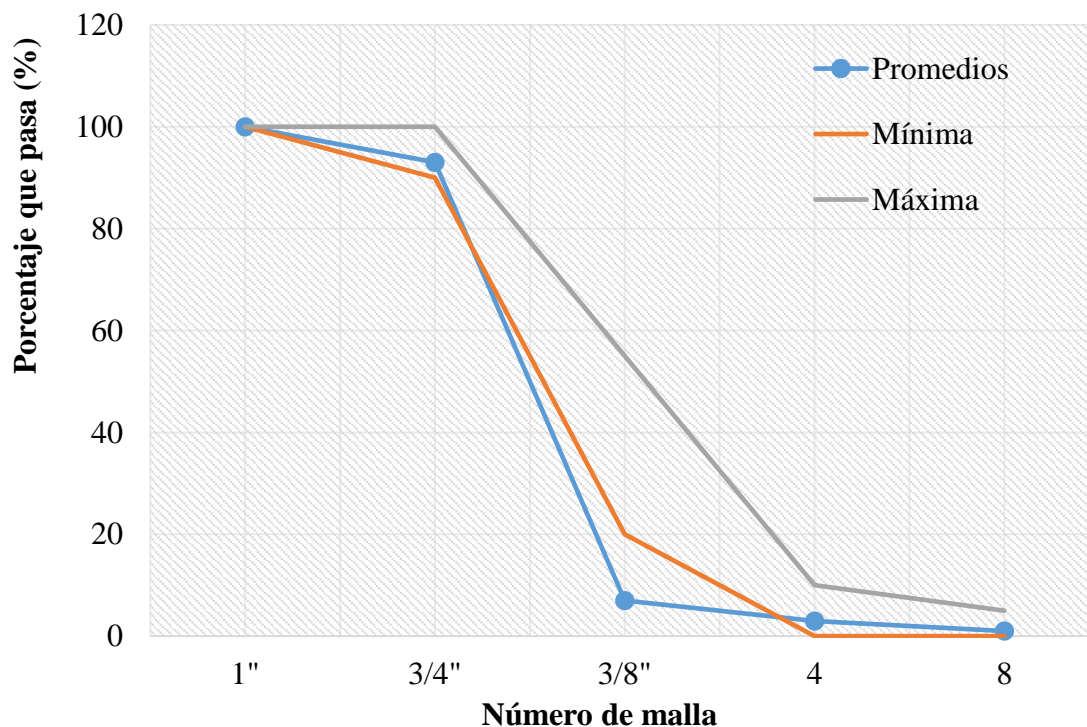


Figura 1. Granulometria do agregado graúdo.

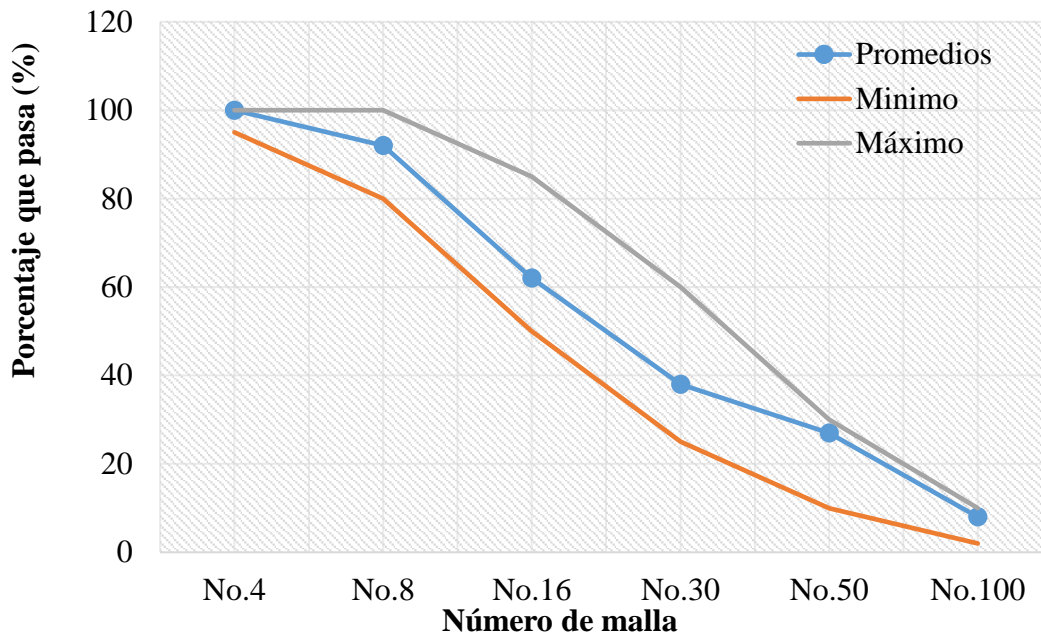


Figura 2. Granulometria do agregado miúdo.

Para que a CV proposta pudesse ser usada de acordo com a norma ASTM C 618, deveria cumprir com uma quantidade de óxidos, uma finura e um IAR. A somatória da quantidade de óxidos de alumínio, de silício e ferro deve ser de pelo menos 70%. A densidade da CV obtida de acordo com as especificações da norma ASTM C 311 e ASTM C 188 foi de 2,0 g/cm³. A Tabela 4 mostra a caracterização da CV utilizada.

Tabela 4. Quantidade de óxidos da CV

Composto	Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	SO ₃	K ₂ O	CaO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃
Quantidade (%)	3.315	1.667	33.105	56.511	0.344	0.518	0.698	0.357	1.486

A granulometria das partículas de cinzas volantes foi determinada pela técnica de DTP por meio de laser com o equipamento MICROTRAC (Figura 3). A norma ASTM C 618 diz que a amostra de CV não deve reter mais de 35% na malha n. 325, que tem um tamanho de 45 micra.

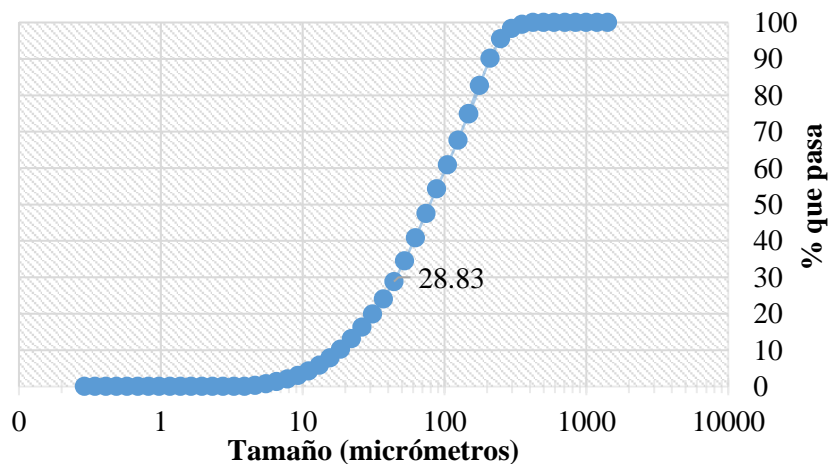


Figura 3. Distribuição granulométrica.

Finalmente, a norma ASTM C 618 indica que a CV classe F deve ter um IAR mínimo aos 7 ou 28 dias de 75%, a fim de serem considerados para utilização em concreto. A Tabela 5 apresenta os resultados.

Tabela 5. Resultados IAR.

Nomenclatura	Idade	RC média (kg/cm ²)	IAR (%)
MR-7	7 dias	327.3	75%
MCV-7	7 dias	244.6	
MR-28	28 dias	401.5	82%
MCV-28	28 dias	328.9	

As imagens SEM foram tomadas em 1000 e 10.000 ampliações (Figura 4).

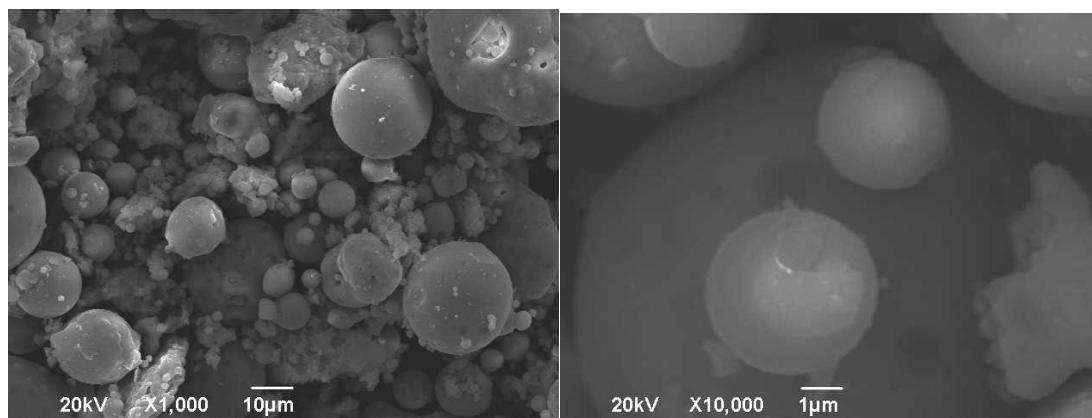


Figura 4. Imagens de cinzas volantes obtidas com microscópio eletrônico de varredura.

Com relação às misturas de concreto estudadas utilizaram as seguintes proporções sem ajuste de umidade dos agregados (Tabela 6). Os resultados dos ensaios de RC aos 28 e 91 dias, ME aos 28 dias e a porosidade aos 91 dias podem ser vistos nas Tabelas 7, 8 e 9, respectivamente.

Tabela 6. Traços de concreto

	SCV-40	SCV-20	MR	ACV-10	ACV-20	SCV-40	SCV-20	MR	ACV-10	ACV-20
Relação (a/mc)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Água (kg/m ³)	200.9	202.9	205	204	202.9	202.1	203.5	205	204.3	203.5
Cimento (kg/m ³)	241.1	324.7	410	407.9	405.9	173.2	232.6	292.9	291.8	290.8
CV (kg/m ³)	160.7	81.2	0	40.8	81.2	115.5	58.2	0	29.2	58.2
Agregado graúdo (kg/m ³)	823.7	832	840.4	836.1	832	828.4	834.3	840.4	837.4	834.3
Agregado miúdo (kg/m ³)	646.4	665	683.9	643.1	602.6	745.7	759.7	773.9	744.4	715
Abatimento (mm)	30	50	30	50	40	60	100	30	160	140
Ar (%)	4.2	3.8	3.9	4	3.9	4.3	4.1	4.2	4	4.1
Massa específica (kg/m ³)	2086	2124	2180	2145	2125	2071	2100	2143	2120	2114

Tabela 7. Resultados do ensaio de RC.

Traço	a/mc	Resistência média (kg/cm ²)	Desvio padrão (kg/cm ²)	Coefficiente de variação (%)	Resistência média (kg/cm ²)	Desvio padrão (kg/cm ²)	Coefficiente de variação (%)
		28 dias			91 dias		
SCV-40	0.5	232.9	8.1	3	272.9	17.1	6
SCV-20	0.5	300.0	17.0	6	328.4	31.3	10
MR	0.5	329.5	12.7	4	360.6	17.1	5
ACV-10	0.5	335.3	9.9	3	358.9	17.0	5
ACV-20	0.5	328.2	5.4	2	356.7	13.9	4
SCV-40	0.7	145.9	7	5	182.6	15.1	8
SCV-20	0.7	206.3	12.8	6	241.5	15.2	6
MR	0.7	275.1	7.2	3	295.6	10.6	4
ACV-10	0.7	241.1	5.5	2	285.0	7.0	2
ACV-20	0.7	228.2	3.0	1	283.1	2.3	1

Tabela 8. ME médio.

Traço	a/mc	f'c (kg/cm ²)	ME médio (kg/cm ²)	Desvio padrão (kg/cm ²)	Coefficiente de variação (%)
SCV-40	0.5	232,9	200544,4	11136,7	6
SCV-20	0.5	300,0	218886,6	11208,6	5
MR	0.5	329,5	234237,5	32788,9	14
ACV-10	0.5	335,3	241605,9	12205,2	5
ACV-20	0.5	328,2	235716,8	3842,9	2
SCV-40	0.7	145,9	157068,7	3886,7	2
SCV-20	0.7	206,3	189455,2	4494,7	2
MR	0.7	275,1	215601,9	11315,6	5
ACV-10	0.7	241,1	210051,6	7107,6	3
ACV-20	0.7	228,2	201662,4	8718,5	4

Tabela 9. Porosidade no concreto endurecido aos 91 dias.

Traço	Relação (a/mc)	Idade (dias)	Porosidade média (%)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação (%)
SCV-40	0.5	91	24.3	0.56	2
SCV-20	0.5	91	22.0	0.13	1
MR	0.5	91	21.5	0.46	2
ACV-10	0.5	91	22.9	0.55	2
ACV-20	0.5	91	23.1	0.59	3
SCV-40	0.7	91	25.3	0.2	1
SCV-20	0.7	91	23.5	0.22	1
MR	0.7	91	21.8	0.68	3
ACV-10	0.7	91	23.9	0.30	1
ACV-20	0.7	91	23.1	0.49	2

4. DISCUSSÃO

O agregado graúdo não atendeu à granulometria estipulada pela norma ASTM C 33, pois tem uma quantidade insuficiente de partículas com dimensões de 3/8"; isto pode ser devido à uma moagem inadequada. A absorção do agregado graúdo é alta por causa de sua alta porosidade e a densidade é baixa. Quanto ao agregado miúdo, sua granulometria cumpriu com os requisitos da norma ASTM C 33. De acordo com seu módulo de finura é considerada como uma areia média. No entanto, a densidade e absorção são semelhantes ao agregado graúdo. A CV cumpriu com os requisitos mínimos de quantidade de óxidos, onde se somaram 91,1%, o que a classifica como uma CV Classe F; assim como

obteve um índice de atividade resistente de 75% aos 7 dias e de 82% após 28 dias, em conformidade com os requisitos da norma. A densidade da CV é inferior a do cimento e dos agregados, no entanto, encontra-se entre os valores mencionados por Neville, 1998. A CV não satisfaz os requisitos de finura para utilização como uma pozolana; Se for observado o ponto marcado na Figura 3, apenas 28,83% tem um tamanho de partícula de 44 micra; no entanto, não foi levada à moagem porque o objetivo foi o de observar o fenômeno da CV nas propriedades mecânicas na sua forma original, sem qualquer modificação em como foi obtida. Quando a CV é usada como adição mineral, uma porcentagem do volume de agregados miúdos é substituído. De acordo com a ASTM C 33, a CV tem muitos finos para ser usada como "agregado"; no entanto, a finura de origem da C.V. proporcionaria um melhor empacotamento para a mistura de concreto. Nas imagens de SEM obtidas (Figura 4), se observa que a CV é formada por partículas esféricas.

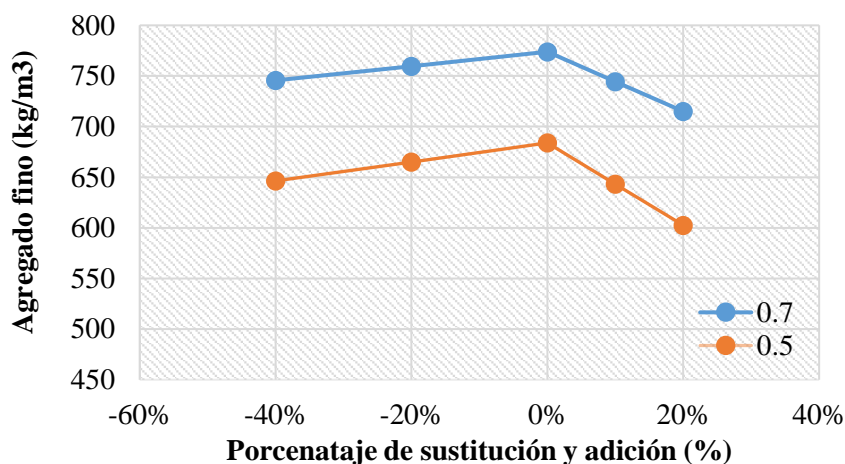


Figura 5. Variação do agregado fino.

Nos estudos de dosagem observou-se uma diminuição na quantidade de agregado miúdo conforme se adicionava CV sem importar se foi por substituição de cimento ou como adição mineral (Figura 5). Isto se deve ao fato da CV ocupar mais volume do que o cimento Portland para atingir o peso de substituição necessário no estudo de dosagem pela diferença de densidades, em seguida, ao ter maior volume de pasta de cimento, se reflete uma redução de volume do agregado fino e, portanto, em seu peso. Assim, a incorporação de CV proporciona uma redução no consumo de matérias primas.

A RC nos corpos de prova de relação a/mc 0,5, o traço ACV-10 RC atingiu uma RC maior do que a proposta pelo ACI 211, que é de 334,4 kg/cm² aos 28 dias, as outras amostras não alcançaram o especificado pela norma. Nos corpos de prova com 91 dias de idade, os traços MR, ACV-10 e ACV-20 alcançaram maior RC que a RC objetivo do ACI, no entanto, em comparação com a MR aos 91 dias, nenhum traço com CV obteve uma maior RC.

Nos corpos de prova de relação a/mc de 0,7, todas os traços atingiram a RC proposta pelo ACI 211, de 200 kg/cm², exceto para o SCV-40, aos 28 dias e 91 dias de idade. A CV não melhorou a RC em nenhuma substituição e/ou adição mineral em comparação com os traços de referência, de modo que se pode dizer que os aumentos de RC de 28 a 91 dias são devido ao cimento. Através de uma análise de variância (ANOVA), se buscou uma relação entre a relação a/mc, a porcentagem de substituição ou adição de CV e a idade do concreto para a previsão da RC do concreto (Tabela 10). Foram tomadas como variáveis independentes a idade do concreto, a relação a/c real, a relação de volume de CV/volume total da mistura e a variável dependente foi a RC como se mostra na Tabela 10. Mediante uma regressão múltipla no programa obteve-se a equação 1.

$$f'c = (0.54) * (idade) - 291.21 * (a/c) + 312.12 * \left(\frac{Vol\ C.V.}{m^3} \right) + 447.5 \quad (1)$$

Onde: $f'c$ = RC em kg/cm², Idade = Idade do concreto em dias, a/c = Relação a/c real, Vol. C.V. /m³ = Relação de volume de CV por m³.

Tabela 10. Relação entre a idade do concreto, a relação a/mc, a relação a/c real, a relação do volume de CV/volume total do traço e a RC.

Traço	a/mc	idade (dias)	a/c real	Vol C.V./vol total	RC (kg/cm ²)	RC calculada (kg/cm ²)	Porcentagem de erro (%)
SCV-40	0.5	28	0,8	0.05	232.9	236.3	-1%
SCV-20	0.5	28	0,6	0.03	300.0	288.9	4%
MR	0.5	28	0,5	0	329.5	317.1	4%
ACV-10	0.5	28	0,5	0.01	335.3	321.2	4%
ACV-20	0.5	28	0,5	0.03	328.2	325.3	1%
SCV-40	0.5	91	0,8	0.05	272.9	270.6	1%
SCV-20	0.5	91	0,6	0.03	328.4	323.1	2%
MR	0.5	91	0,5	0	360.6	351.4	3%
ACV-10	0.5	91	0,5	0.01	358.9	355.5	1%
ACV-20	0.5	91	0,5	0.03	356.7	359.5	-1%
SCV-40	0.7	28	1,2	0.04	145.9	134.6	8%
SCV-20	0.7	28	0,9	0.02	206.3	213.7	-4%
MR	0.7	28	0,7	0	275.1	258.9	6%
ACV-10	0.7	28	0,7	0.01	241.1	261.8	-9%
ACV-20	0.7	28	0,7	0.02	228.2	264.7	-16%
SCV-40	0.7	91	1,2	0.04	182.6	168.9	8%
SCV-20	0.7	91	0,9	0.02	241.5	248.0	-3%
MR	0.7	91	0,7	0	295.6	293.2	1%
ACV-10	0.7	91	0,7	0.01	285.0	296.1	-4%
ACV-20	0.7	91	0,7	0.02	283.1	299.0	-5%

Para a utilização da equação 1, deve-se tomar as seguintes considerações:

- As amostras devem ser feitas com cimento Portland composto 30R e CV classe F.
- As amostras devem ser submetidas a uma cura imersa em água por um período mínimo de 28 dias.
- O concreto deve usar ACTAA com um diâmetro nominal de ¾ ".
- O concreto deve ser dosado de acordo com a recomendação do ACI 211, tendo em conta as alterações na metodologia explicadas e dosadas para um abatimento de 7,5cm - 10cm.

A fim de ter um ponto de comparação, o ME de cada mistura foi determinado com as fórmulas propostas pelas Normas Técnicas Complementares do Regulamento de Construção do Distrito Federal (NTC RDF) para concreto classe 2 e peso volumétrico inferior a 2200 kg/m³ (equação 2) as normas de projeto do ACI 318 para concretos com peso volumétrico entre 1440 kg/m³ e 2480 kg/m³ (equação 3) e uma pesquisa conduzida na Faculdade de Engenharia da Universidade Autónoma de Yucatán (FIUADY) por Hernandez em 2013, que estabelece uma relação entre as densidades dos agregados e a raiz quadrada da RC para prever o ME em concretos com ACTAA, (equação 4). A comparação dos resultados encontra-se na Tabela 11.

$$E = 8000 * \sqrt{f'c} \quad (2)$$

$$E = W_c^{1.5} x 0.14 \sqrt{f'c} \quad (3)$$

$$E = 2273.69 \times GEAF \times GEAG \times \sqrt{f'c} \tag{4}$$

Onde: E = ME em kg/cm², Wc = massa específica de concreto fresco em kg/m³, f'c = RC em kg/cm², GEAG (adimensional) = massa específica do agregado graúdo (densidade SSS), GEAF (adimensional) = massa específica do agregado miúdo (densidade SSS), f'c (kg/cm²) = RC do concreto.

Tabela 11. Comparação dos dados obtidos e outros modelos para determinar o ME.

Traço	a/mc	f'c 1/2	ME obtido (kg/cm ²)	ME (NTC RCDF)	ME (Hernández 2013)	ME (ACI 318)
SCV-40	0.5	15,26	200544,4	122085,9	194809,4	201300,4
SCV-20	0.5	17,32	218886,6	138561,8	221099,6	237284,3
MR	0.5	18,15	234237,5	145219,3	231722,9	258740,1
ACV-10	0.5	18,31	241605,9	146485,2	233742,9	254684,9
ACV-20	0.5	18,12	235716,8	144936,9	231272,4	248545,4
SCV-40	0.7	12,08	157068,7	96627,9	154186,9	161137,5
SCV-20	0.7	14,36	189455,2	114902,4	183346,9	193506,7
MR	0.7	16,59	215601,9	132691,5	211732,6	230386,5
ACV-10	0.7	15,53	210051,6	124211,4	198201,2	212120,9
ACV-20	0.7	15,11	201662,4	120860,9	192854,8	205540,9
Diferença entre o módulo de elasticidade obtido e os modelos para determinar o módulo de elasticidade.				>39%	>2%	<5%

A fim de fazer uma semelhança com a fórmula das NTC- RCDF, se determinou a função de K do ME obtidos em experiências, com uma regressão linear ajustada no programa Microsoft Excel, tendo em conta que para uma f'c = 0, se obteria um valor de ME de 0 (Figura 6). A equação obtida com a regressão linear foi:

$$E = 13079 \sqrt{f'c} \tag{5}$$

Onde: E = ME em kg/cm², FC = RC em kg/cm². A equação obtida tem um valor de K 60% maior que o apresentado na norma NTC RDF, o que leva ao superdimensionamento das estruturas de concreto. Por isso, é importante ter uma norma regional de acordo com o tipo de agregado.

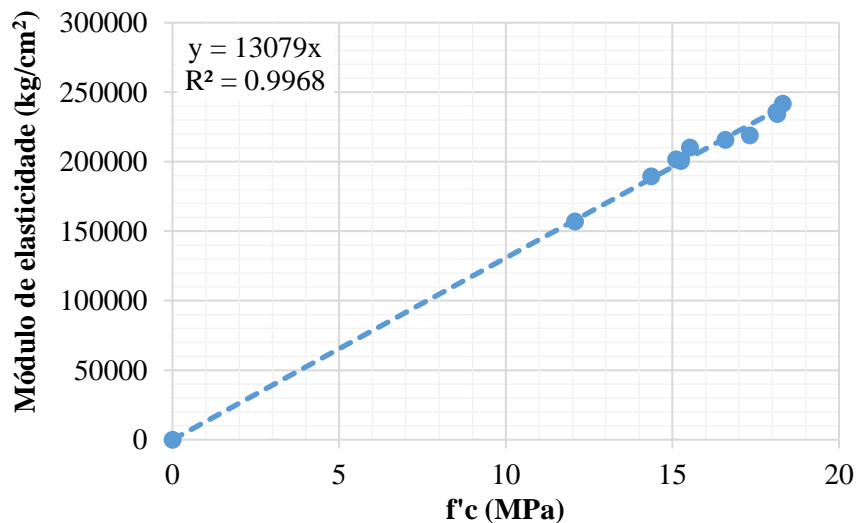


Figura 6. Regressão linear dos resultados.

Os resultados da porosidade, densidade e absorção não variaram significativamente no que diz respeito à incorporação da CV no concreto. No entanto, foi observado um ligeiro aumento na porosidade do concreto conforme se incorporava CV, ver Tabela 9.

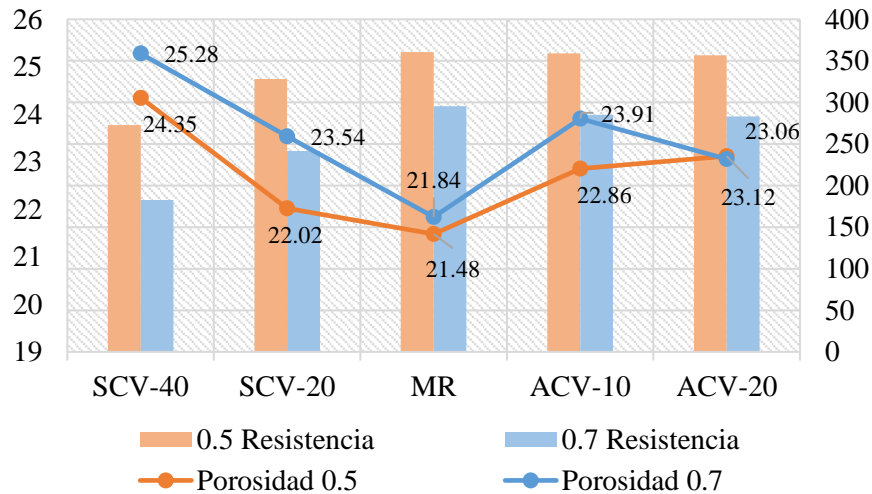


Figura 7. Porosidade e resistência à compressão

A porosidade é um dos principais fatores que afetam a resistência e a durabilidade do concreto, quanto mais poroso for o concreto, menor será a sua resistência mecânica e maior a sua vulnerabilidade a agressividade ambiental (Mehta e Monteiro, 1998). A Figura 7 mostra os resultados de RC do concreto aos 91 dias; os resultados sugerem o seguinte: se observa a tendência de diminuir a RC ao aumentar a porosidade tomando como ponto de referência o traço MR; No entanto, as porcentagens de porosidade não variam mais do que 4%, e a RC dos traços de substituição apresenta uma diminuição significativa da RC em comparação com os resultados das MR. Numa investigação de laboratório da porosidade do concreto com ACTAA (Solis e Moreno, 2011), concluiu-se que o critério da porosidade como um indicativo da qualidade do concreto não foi adequado para ACTAA. Os resultados desta pesquisa em termos de porcentagens de porosidade e sua relação com a RC parecem ratificar o mencionado.

5. CONCLUSÕES

A CV classe F da região de Nava, México é recomendada para uso em concreto com ACTAA em forma de agregado miúdo inerte pelas seguintes razões:

- Apesar de não ser capaz de aumentar a RC, esta foi mantida, de modo que a adição de CV pode ser usada como um agregado miúdo inerte.
- Usar a CV como um agregado miúdo inerte no concreto poderia dar espaço para esse material que atualmente só é desperdiçado e afeta a área em torno do lugar.
- De acordo com os resultados das propriedades mecânicas conclui-se que:
- Não foi apresentada atividade pozolânica e, embora as cinzas volantes tivessem satisfeito determinadas exigências para o uso como uma pozolana, não foi suficiente para melhorar a qualidade do concreto com ACTAA. No entanto, se desejar usar a CV de Nava sem qualquer tipo de moagem ou alteração à sua origem, pode-se ajustar o estudo de dosagem usando as Equações 1 e 5 para manter a RC e ME especificadas.
- O modelo da equação 1 e 2 para determinar a RC e ME para concretos com ACTAA foi calculada de modo a evitar o superdimensionamento das estruturas construídas em Yucatan e, assim, otimizar a utilização dos materiais de construção.

Caso ainda assim haja interesse em utilizar a CV. como uma pozolana, recomenda-se alterar a finura da CV. para melhorar o empacotamento do concreto e incentivar a atividade pozolânica.

6. AGRADECIMENTOS

Este artigo é dedicado em memória do Dr. Eric Ivan Moreno, QEPD, por ter sido um elemento vital nesta pesquisa e, claro, da Universidade Autónoma de Yucatán, onde foi realizado o estudo experimental. Assim como também se agradece ao Programa Institucional de Promoção e orientação de pesquisa (PRIORI-UADY) pelo financiamento da investigação. Agradecemos também à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Autónoma de Nuevo Leon por fornecer as cinzas volantes e ao projeto Ciência Básica número 155.363 de CONACYT.

7. REFERÊNCIAS

- ACI 211 (2001), *Proporcionamiento de mezclas de concreto normal, pesado y masivo*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A
- Aportela y Pardo L. (2002). “*Determinación de la factibilidad técnica de la utilización de ceniza del Volcán Popocatepetl como material cementante en el concreto*”. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán, México.
- Hernández Carrillo G. (2013) “*Determinación de la influencia de la calidad de los agregados en el concreto*” Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán, México.
- Mehta K., Monteiro P., (1998) “*Concreto: Estructura, propiedades y materiales*” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
- Molina Bas O. I., Moragues Terrades A., Gálvez Ruiz J. C. (2008), “*La influencia de las cenizas volantes como sustituto parcial del cemento portland en la durabilidad del hormigón: Propiedades físicas, difusión del ión cloruro y del dióxido de carbóno*”, XXV Reunión del Grupo Español de Fractura, vol.2, 575-580, Madrid, España.
- Neville A. (1999), *Tecnología del Concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México, D.F.
- ONNCCE (1999), *NMX-C-414-ONNCCE-1999 Industria de la construcción – Cementos hidráulicos – Especificaciones y métodos de prueba*.
- Ramírez de Alba H., Vera Noguez R., Mejía Lopez M., (2012), “*Materiales Cementantes y concretos en las antiguas culturas americanas, segunda parte*”, Construcción y Tecnología en Concreto, Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, 22-26, México.
- Órtiz Cahun, C. (2012). “*Módulo de Elasticidad y relación de poisson de concretos con agregados calizos reciclados*”, Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán
- Siddique R. (2003) “*Effect of fine aggregate replacement with class F fly ash on the mechanical properties of concrete*” Cement and Concrete Research, 539–547.
- Siddique e Iqbal (2011), “*Supplementary cementing materials*”, 1a edición, Springer, Alemania, Berlin, Heidelberg
- Solís R., Moreno E. (2005). “*Influencia del curado húmedo en la resistencia a la compresión del concreto en clima cálido húmedo*”. Ingeniería Revista Académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, 9 (3), pág. 5-17.
- Solís R., Moreno E. (2006). “*Análisis de la porosidad del concreto con agregado calizo*”. Revista de la Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela. 21 (3), 57-68.
- Solís R., Moreno E. y Arjona E (2011). “*Resistencia del concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c*”, Revista ALCONPAT. Vol. 2, Número 1, 21-29, México.
- Solís R., Moreno E. (2011) “*Concreto con agregados calizos en clima cálido*”. Editorial Académica Española

Valdez P., Duran A., Fajardo E., Juárez C. (2008) *“Influencia de la carbonatación en morteros de cemento Portland y ceniza volante”* Revista FI-UNAM Vol. X. No.1. 2009 39-49

Valdez P., Duran A., Rivera J., Juárez C. (2007) *“Concretos fluidos con altos volúmenes de ceniza volante”* Revista Ciencia UANL. Universidad Autónoma de Nuevo León. Número 001, 49-57, México.



Efeito da introdução de um terceiro material sobre as propriedades mecânicas das juntas soldadas entre aço carbono e aço inox, em barras de aço para estruturas de concreto

J. C. I. Ramírez-Soto¹, J. M. Salgado-López², J. T. Pérez-Quiroz³, T. Pérez-López⁴, J. Terán-Guillén³, M. Martínez-Madrid³

¹ Instituto Tecnológico de Querétaro; Av. Tecnológico s/n esq. Mariano Escobedo Col. Centro Querétaro, México.

² Centro de Ingeniería y Desarrollo Industrial Av. Playa pie de la Cuesta No. 702 Col. Desarrollo San Pablo Querétaro, México.

³ Instituto Mexicano del transporte Km 12+000, Carretera Estatal No. 431 "El Colorado Galindo"/ Parque Tecnológico San Fandila, Querétaro, México.

⁴ Centro de Investigaciones en corrosión, Av. Agustín Melgar S/N entre calle 20 y Juan de la barrera Col. Buenavista, Campeche, México.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.151>

Artículo recibido el 03 de Mayo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 17 de Agosto de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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 investiga a influência da utilização de Inconel 182 como um terceiro material, nas propriedades mecânicas de diferentes aços inoxidáveis soldados a aços carbono com uso de eletrodo revestido. Para tanto foram usados os seguintes métodos: análise microestrutural, ensaios de microdureza Vickers e ensaios mecânicos de tensão. Tem sido empregado o processo de solda com eletrodo revestido, porque é o mais comum no campo de solda para a construção. Os resultados mostram que quando as juntas são realizadas sem esse terceiro material, as propriedades mecânicas são superiores às das juntas soldadas com auxílio do Inconel 182. Esta metodologia, ora criticada, tem sido proposta para a reabilitação de estruturas de concreto em ambiente marinho, com uso de barras de aço inox como reforços.

Palavras-chave: juntas soldadas com materiais diferentes; propriedades mecânicas; microestrutura; defeitos.

ABSTRACT

In this work, the influence of Inconel 182 as buttering material in the mechanical properties of dissimilar metal welds between plain carbon steel and stainless steel bars welded using SMAW has been investigated using microstructural analysis, Vickers microhardness testing, and tensile tests. Welding with SMAW process is commonly applied in field welding of concrete structures; therefore this process was selected for this work. The results indicated that even if the joints contain defects generated by the welder, the mechanical properties of dissimilar joint without buttering are higher than the properties of joints with buttering. This methodology is proposed for the rehabilitation of concrete structures with steel bars as reinforcements, which are located in marine environments.

Keywords: buttering, dissimilar metal weld joints; mechanical properties; microstructure; defects.

RESUMEN

En este trabajo se ha investigado la influencia de utilizar Inconel 182 como material de “mantequillado” en las propiedades mecánicas de uniones disímiles acero al carbono-inoxidable manufacturadas por soldagem con electrodo recubierto. Para ello se han empleado las siguientes técnicas: análisis microestructural, ensayos de microdureza Vickers y ensayos mecánicos de tensión. Se ha empleado el proceso de soldagem con electrodo recubierto por que es el más común en la soldagem de campo para la construcción. Los resultados demuestran que aun cuando las uniones disímiles sin “mantequillado” presentan defectos, sus propiedades mecánicas son superiores a las de las uniones soldadas con “mantequillado”. Esta metodología es propuesta para la rehabilitación de estructuras de concreto para ambiente marino con barras de acero como refuerzos.

Palabras clave: mantequillado; uniones soldadas con materiales disímiles; propiedades mecánicas; microestructura; defectos.

Autor de contacto: Trinidad Pérez (jtperez@imt.mx)

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado com aço carbono, localizadas em ambientes marinhos, se deterioram com o tempo devido à degradação das barras; o que tem sido previamente relatado por Hernandez e Mendoza (2006). No mesmo contexto, Tabatabai e colegas relataram que há duas causas para esta deterioração: carbonatação causadas pela redução da alcalinidade do concreto e a desestabilização da película de óxido de ferro devido aos íons cloreto (2009). Assim, o maior problema de barras de aço de estruturas de concreto é a corrosão.

Perez-Quiroz e colaboradores relataram que os produtos de corrosão gerados durante a corrosão do aço carbono provocam tensões de tração no concreto, que geram fissuras internas e perda da aderência entre o aço e o concreto (2008).

Como exemplo da importância da resistência à corrosão das barras de aço de estruturas de concreto, pode-se mencionar um cais de porto em Yucatan, México, que foi construído entre 1937 e 1941, cujas estruturas foram feitas de concreto com vergalhão de aço inoxidável AISI 304. O resultado é que o referida cais não exigiu qualquer reabilitação devido ao fenômeno de corrosão.

Em contraste, Klueh e King reportaram que outro cais no mesmo local, cujas estruturas de concreto foram armadas com barras de aço carbono, foi completamente danificado pela corrosão das barras de aço (1982). De igual modo, foi reportado por Istrati que para o aço inoxidável AISI 304 é um bom candidato para a produção de armaduras em concreto.



Figura 1. Comparação entre o cais feito com aço inoxidável (direita) e o cais feito com aço carbono (esquerda) (Klueh, R. L., & King, J. F. 1982).

Como mencionado acima, o estudo de diferentes materiais para substituir o aço carbono do concreto armado é uma questão muito importante, uma vez que com uma maior resistência à corrosão se aumenta a vida útil das estruturas de concreto. No entanto, os materiais propostos têm de ser unidos às barras de aço carbono para reduzir o custo e aumentar a vida útil da estrutura de concreto. Para atingir este objetivo, deve se investigar tópicos tais como a solda de metais diferentes e a preservação das propriedades mecânicas das juntas soldadas.

A soldagem de metais diferentes tem sido estudada desde 1935, mas esses trabalhos estão baseados em relatórios de falhas, investigações, entrevistas com diferentes fabricantes e usuários deste tipo de junta, a fim de reunir informações sobre essas juntas soldadas. Na literatura tem se mencionado que o tipo de bisel da junta soldada deve ser levado em consideração, a fim de se obter soldas diferentes, com boas propriedades mecânicas (Lundin, 1982).

Neste contexto, Doddy em 1992, Ospina e colaboradores relataram em 2007 que em juntas soldadas entre o aço carbono e aço inoxidável ocorre a difusão de carbono a partir do aço carbono para o aço inoxidável; Além disso, o calor proporcionado pela solda promove a precipitação de carbonetos de cromo ou de fase sigma nos limites dos grãos de aço inoxidável. Estes fenômenos devem ser evitados,

a fim de obter boas propriedades mecânicas em juntas soldadas de metais diferentes; e são feitos esforços para propor metodologias para obter as melhores propriedades neste tipo de juntas soldadas.

Por exemplo, Fuentes e colaboradores relataram as propriedades das juntas soldadas entre aço ASTM A537 e aço inoxidável austenítico AISI 304L utilizando eletrodos ER-308L como metais de adição. Neste caso, a soldagem foi realizada utilizando o processo de solda com eletrodo protegido com gás inerte (GMAW). Neste trabalho, foram relatados altos valores de dureza na linha de fusão entre a solda e o de aço inoxidável (2011). No entanto, deve se notar que o processo GMAW não é normalmente usado para a solda em obra.

Além disso, Murugan e Parmar relataram que as placas de aço ferrítico soldadas com placas de aço inoxidável, usando Inconel 625 e 725 como metal de solda. Os resultados não mostraram nenhuma evidência da difusão de carbono para o aço inoxidável, mas as juntas soldadas com tratamento térmico mostraram evidências disto (2003).

A fim de evitar a difusão de carbono para o aço inoxidável, o processo de usar um terceiro material tem sido proposto como uma solução para minimizar os problemas mecânicos e metalúrgicos deste tipo de junta. Winarto e colaboradores relataram estudos em amostras com 10 mm de espessura com processo de empregar um terceiro material, obtendo propriedades mecânicas superiores do que as amostras com 20 mm de espessura, sem adição de um terceiro. Por outro lado, a análise por macro-ataque mostrou que a zona afetada termicamente (ZAT) foi maior nas amostras com um material extra do que no caso das amostras sem esse terceiro material (2014). Neste caso, as amostras foram soldadas usando o processo GMAW em placas com bisel "V" e com eletrodos E7016 como metal de solda. O descrito anteriormente indica que não há muita informação sobre a soldagem de metais diferentes, utilizando o processo de soldagem com eletrodo revestido (SMAW) e dos efeitos do uso de um terceiro material tipo Inconel 182 como metal de solda em aço inoxidável. Neste trabalho, a influência desse terceiro material Inconel 182 é estudada nas propriedades mecânicas das juntas soldadas entre o aço carbono e do aço inoxidável usando o processo SMAW. Considerando que o processo SMAW é comumente usado na soldagem de campo, esta metodologia é proposta para a reabilitação de estruturas de concreto com armadura de aço carbono.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Como primeiro passo mencionado no presente trabalho, todos os materiais, eletrodos e processos de soldagem foram selecionados por dois critérios: econômicos e aplicação de campo. Então, o processo SMAW foi selecionado por ser comum em soldagem de armaduras em obra; também foi utilizada a preparação da junta de bisel único. Os metais base foram barras de aço ASTM A615 e aço inoxidável austenítico AISI 304.

O metal de solda foi o aço inoxidável AISI 309L e o terceiro material foi realizado através da aplicação de uma camada de 2 mm sobre o aço inoxidável de Inconel 182. O eletrodo de aço inoxidável AISI 309L foi selecionado como metal de solda porque é comumente aplicado para soldar aço inoxidável, devido à sua composição química semelhante aos metais base (AISI 304). Uma vantagem é que os eletrodos AISI 309L e Inconel 182 podem ser encontrados comercialmente em eletrodos para o processo de soldagem com eletrodo revestido (SMAW) com um diâmetro de 3,2 mm para cada material. Estes eletrodos são utilizados às vezes como terceiro material nos processos GMAW e GTAW para realizar juntas soldadas entre o aço inoxidável e o aço carbono.

Além disso, o Inconel 182 foi selecionado pelo seu elevado teor de níquel e por ter um preço relativamente baixo. A introdução do terceiro material foi realizado em barras de aço inoxidável com uso de Inconel 182 para determinar o efeito deste material no aço inoxidável e ao mesmo tempo observar o efeito do AISI 309L soldado com o aço carbono. O processo de soldagem utilizado foi: soldagem com eletrodo revestido (SMAW) e foi utilizado como metal de solda AISI 309L como eletrodos. A composição química do eletrodo Inconel utilizado está apresentada na Tabela 1.

Tabela 1. Composição química do eletrodo Inconel 182 (2003).

NiCrFe7 (182)	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Nb	Ti	Fe
Composição química (%)	<0.1	<1	5-9.5	<0.03	<0.015	13-17	>59	1-2.5	<1	<10

A preparação das amostras foi efetuada de acordo com o seguinte procedimento: foram cortadas 10 barras de aço inoxidável AISI 304 e 10 barras de A615 com dimensões de 19mm de diâmetro e 100mm de comprimento como metal base para as juntas soldadas. As barras de aço inoxidável foram usinadas em 45° em uma das extremidades, fazendo bisel simples para preparar as juntas.

As 10 juntas soldadas foram preparadas de acordo com a norma NMX-H-121-1988 e ANSI/AWS D1.4-M de 2005. O Inconel foi aplicado em 5 amostras de aço inoxidável sobre o bisel de 45°. Este processo foi realizado para evitar a precipitação dos carbonetos metálicos e da fase sigma na região da soldagem. Deve se notar que o Inconel 182 contém cromo, o qual pode ser combinado com o carbono que difunde a partir do aço carbono. A máquina de soldagem utilizada no processo foia uma Castolin Eutectic, Master NT2000 AC/DC e os parâmetros utilizados são mostrados na Tabela 2.

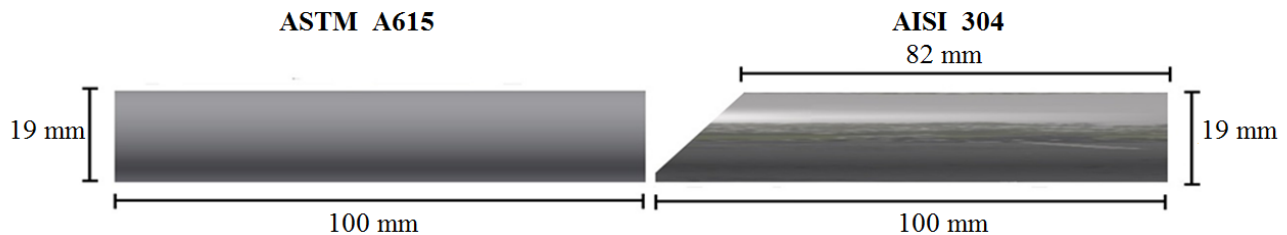


Figura 2. Diagrama esquemático do bisel simples das juntas soldadas de metais diferentes. A barra da esquerda consiste de aço carbono ASTM A615 e a barra da direita é de aço inoxidável AISI 304.

Tabela 2. Parâmetros para o processo de soldagem.

Diâmetro da barra (mm)	19
Diâmetro do eletrodo (mm)	3.2
Potencial elétrico (V)	22
Corrente (A) DC-PI	90-95
Velocidade de deslocamento (mm / min)	45
Entrada de calor (kJ / mm)	2.5

Para determinar a variação da dureza entre o metal base, metal de solda e a zona termicamente afetada, foram medidos os perfis de microdureza na direção longitudinal de cada amostra. As medidas foram avaliadas e verificadas em conformidade com a norma ASTM E384. As medidas de microdureza foram realizadas usando um microdurômetro High Quality modelo MMT-1. A carga utilizada era de 300 kgf; e o recuo observado e medido a 400X.

Os ensaios mecânicos de tração foram realizados de acordo com a ASTM E8-M em uma máquina universal Instron FAST TRACK modelo 8801. As amostras foram ensaiadas a uma velocidade de 3MPa/s e a deformação foi medida utilizando um extensômetro. Finalmente, as juntas soldadas dissimilares foram caracterizadas microestruturalmente por microscopia óptica; as amostras foram preparadas de acordo com a norma ASTM E3, a microestrutura foi revelada utilizando o reagente Berahas para o aço inoxidável e NITAL 2 para o aço carbono. As microestruturas foram observadas num microscópio metalúrgico NIKON 440. As macroestruturas das amostras foram reveladas de acordo com a norma ASTM E340 e analisadas utilizando um microscópio estereográfico Leica.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A composição química do aço ASTM A615 foi determinada por meio da técnica de espectrometria de emissão óptica e os resultados foram utilizados para calcular o equivalente de carbono (Ceq) para as barras deste mesmo aço. O cálculo de Ceq foi 0,3683, que indica uma boa soldabilidade do aço carbono porque é menor do que o valor de 0,55, que é estipulado pela norma ASTM A706 / A706M. Também foi necessário calcular o cromo equivalente para o aço inoxidável (Creq), a fim de determinar a suscetibilidade do aço inoxidável para a precipitação da fase sigma. Neste caso, o valor para o Creq é maior do que 17%; então este aço é suscetível à precipitação da fase sigma na zona afetada termicamente. Isto indicou que este material não deve ser tratado termicamente, e que a entrada de calor no processo de soldagem deve ser tão baixa quanto possível. A Tabela 3 mostra os valores de Creq para o metal base e do metal de solda.

Tabela 3. Resultados de cromo equivalente.

Material	Cr eq (%)
Aço inoxidável AISI 304	19.22
Metal de solda AISI 309L	24.5

As macroestruturas das amostras soldadas foram observadas utilizando o microscópio estereográfico. Os resultados das amostras com Inconel mostraram evidência de fissuras, mas estas tiveram a sua origem na camada de Inconel. Um exemplo de amostras fissuradas é apresentado na Figura 3B; enquanto que na Figura 3A pode ser vista macroestrutura das amostras soldadas sem Inconel e nela não é observada nenhuma evidência de fissuração. Este fato indica que a diluição entre o Inconel 182 com o AISI 309L do metal de solda favorece a formação de fissuras. Este resultado é consistente com os relatados por Evans, que concluiu que ligas de níquel soldadas com aço inoxidável são suscetíveis à fissuração por calor (1962).

Neste sentido, a composição química do Inconel 182 e do AISI 309L apresentam um alto teor de níquel em ambas as ligas; por isso é possível que o níquel equivalente na soldagem aumente com a diluição entre o Inconel 182 e o aço inoxidável. Na literatura tem-se relatado anteriormente por outros autores tais como Jang, Ospina e Fuentes que uma porcentagem de ferrite entre 7 e 12% é recomendada para evitar a fissuração a quente na soldagem de aço inoxidável austenítico (Jang, C., Lee, J. H., Jung, S. Y., Kim, J. S., & Jin, T. E. 2006; Ospina, R., Aguirre, H., & Parra, H. 2007; Fuentes, A. L. G., Centeno, L., García, R. D. S., & Del Rosario, A. V. 2011).

As macrografias mostraram evidência de falhas de fusão localizadas próximas do aço carbono na soldagem de bisel único (Figura 3A). Esta é uma falha séria, uma vez que em serviço esta descontinuidade funciona como um concentrador de esforços e isto, por sua vez, leva à falha do componente soldado. No entanto, este defeito é normalmente causado pela falta de habilidade do soldador. Assim, embora o processo de soldagem seja realizado com um soldador muito qualificado, esta tenderá a gerar este defeito após algum tempo de trabalho. Outra fonte de falhas de fusão é uma baixa corrente do processo de soldagem. Neste caso, a corrente foi selecionada dentro do intervalo recomendado para a soldagem destes materiais (entre 75A e 110A); por isso, pode-se descartar esta causa para o aparecimento deste defeito. Em qualquer caso, é importante salientar que, embora as juntas soldadas apresentem defeitos de fusão, estas mostraram boa resistência à tração; o que é muito importante para o desempenho da estrutura de concreto. Isto é discutido com maior detalhe adiante.

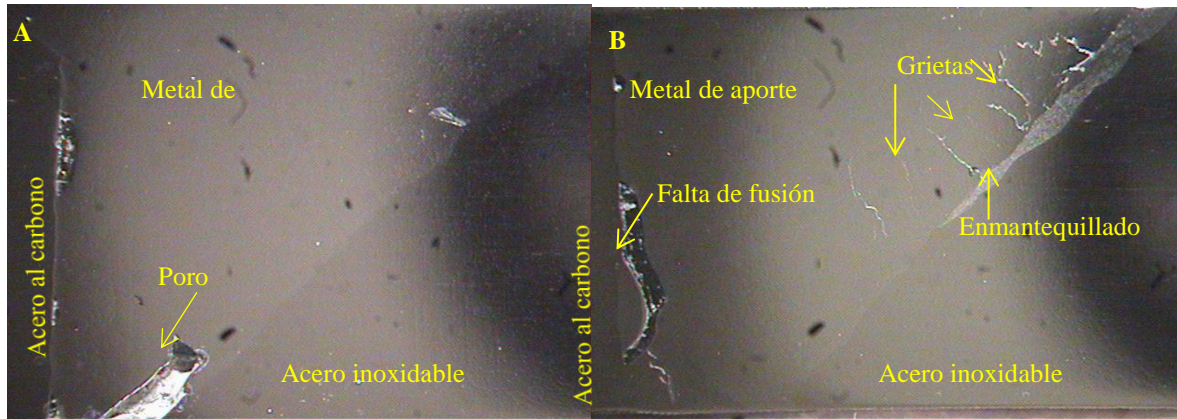


Figura 3A. Bisel simples sem Inconel. Figure 3B. Bisel simples com Inconel.

3.1 Microestruturas das juntas soldadas

A Figura 4 mostra a microestrutura do aço de carbono como metal base, podem ser vistas faixas de grãos de ferrite equiaxiais e faixas de perlite. No caso da Figura 5, esta mostra a microestrutura do aço inoxidável como metal base. Pode ser visto geminado de grãos e não há nenhuma evidência de precipitação de carbonetos metálicos ou de fase sigma.

Na Figura 6, está apresentada a zona termicamente afetada (ZAT) na interface entre o aço carbono/metal de solda. No aço carbono não é observada nenhuma evidência de crescimento anormal dos grãos de ferrite ou fissuras.

Além disso, nenhuma evidência de difusão de carbono foi encontrada a partir de aço carbono para o aço inoxidável AISI 309L. Isto é muito importante porque é consistente com os resultados publicados por Murugan e Parmar e isso indica que não há sensibilização no metal de solda. Portanto, podemos dizer que é possível soldar aço carbono com aço inoxidável usando como eletrodo de metal de solda eletrodos de AISI 309L, sem a necessidade de processo de introdução de um terceiro material como metal de solda do mesmo modo não existe qualquer evidência de sensibilização de aço inoxidável.



Figura 4. Microestrutura do aço carbono a 100X.

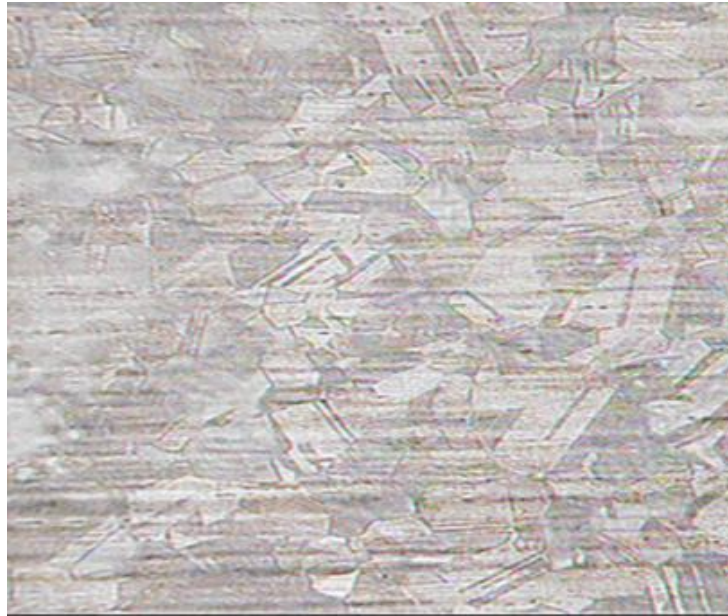


Figura 5. Microestrutura do aço inoxidável AISI 304 a 100X.

Na Figura 7 é apresentada a microestrutura da interface entre o aço de carbono/aço inoxidável AISI 309L; pode-se ver que não há nenhuma evidência de sensibilização nos limites dos grãos do metal de solda AISI 309L, apesar de ter sido utilizado o processo de soldagem SMAW. Isto é muito relevante considerando que o processo SMAW geralmente induz calor de solda mais elevado do que os gerados pelos processos GTAW ou GMAW.

Por outro lado, a microestrutura do aço carbono é de martensite, que é típico da microestrutura da zona afetada pelo calor nas juntas soldadas que utilizam o processo de soldagem SMAW. Nota-se que não há nenhuma evidência de fissuração na interface aço carbono/aço inoxidável AISI 309L em qualquer uma das amostras avaliadas. Isto reforça a hipótese de que é possível soldar o aço carbono com aço inoxidável pelo processo SMAW usando eletrodos AISI 309L como metal de solda.

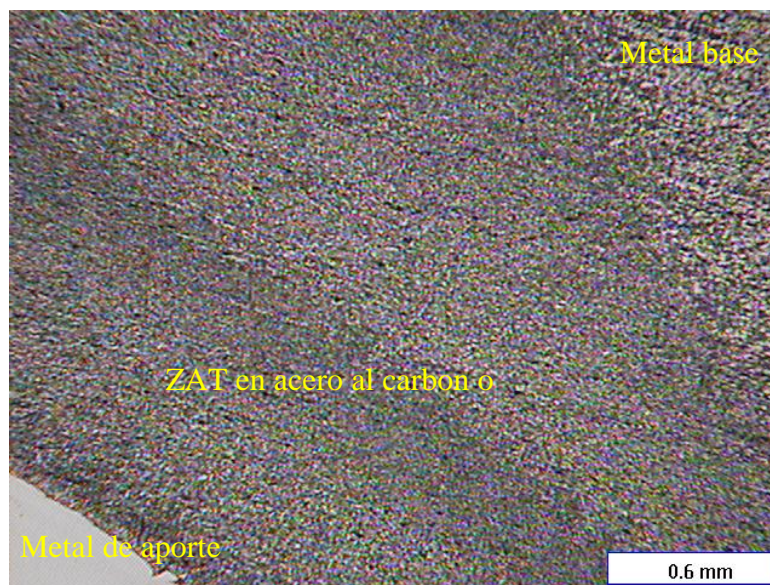


Figura 6. Microestrutura a 50X da solda entre o aço carbono e o metal de solda. Não há evidência de fissuras ou crescimento anormal do grão.

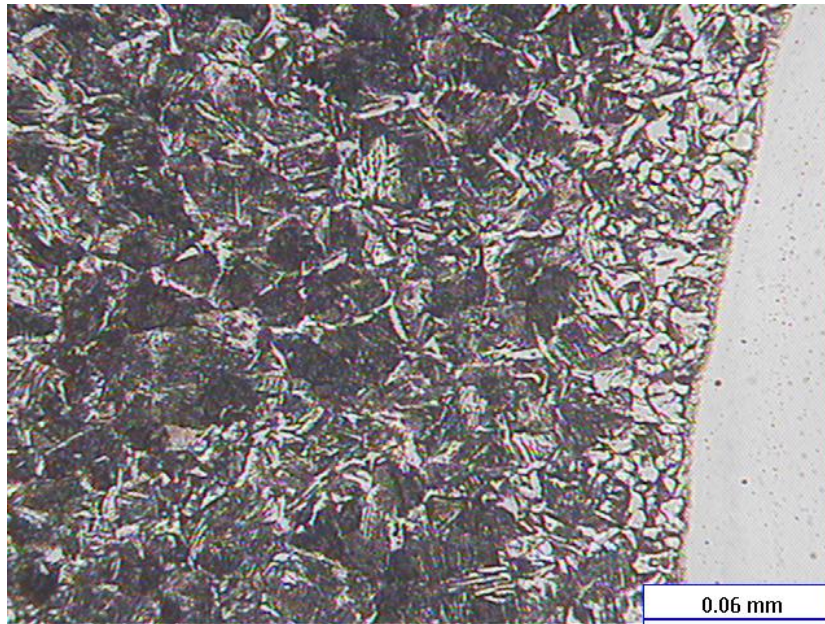


Figura 7. Microestrutura a 500X da junta soldada entre aço carbono e metal de solda. Não se verifica nenhuma evidência de precipitação de carbonetos nos limites de grão de AISI 309L.

A Figura 8 mostra a microestrutura da interface entre o metal de solda, o Inconel e aço inoxidável AISI 304. São observadas fissuras entre o Inconel e o metal de solda. Na mesma micrografia pode-se observar que a origem das fissuras está situada na interface Inconel/metal de solda. Este fato apoia a possível origem destas. Além disso, na micrografia da figura 8 também se observa a evidência de contração dos dendritos na interface Inconel/metal de solda. Por outro lado, é evidente que a contração continua crescendo na zona de diluição entre o material de manteiga e o metal de solda. Isto coincide com os resultados de Evans.

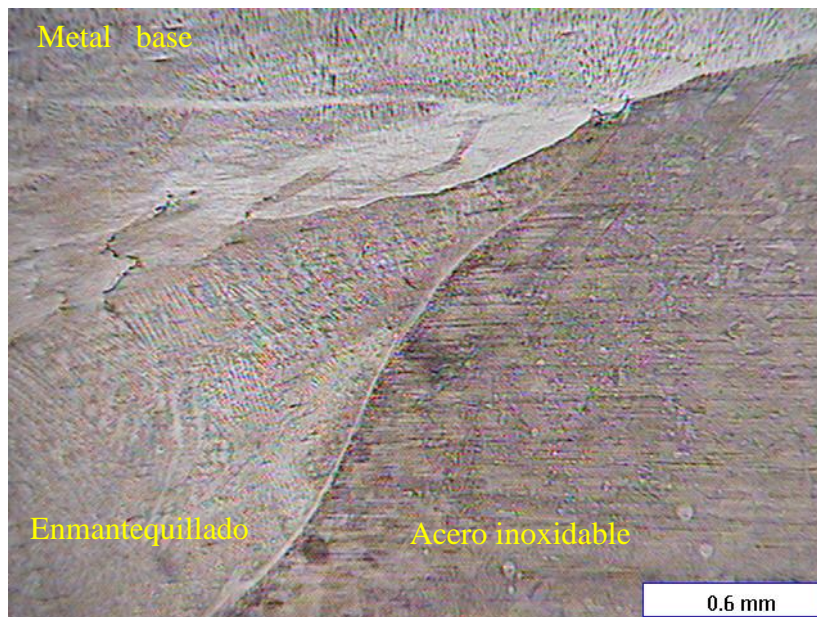


Figura 8. Microestrutura da junta soldada entre o terceiro material e o aço inoxidável. Podem-se ver as fissuras na região de diluição metal de solda / Inconel.

As evidências microestruturais discutidas anteriormente indicaram que os aços inoxidáveis austeníticos soldados com Inconel 182 são propensos à formação de fissuras. Isto indica que as armaduras de estruturas de concreto não devem ser soldadas com o uso de um terceiro material, desde e quando o metal de solda é escolhido corretamente, este problema foi discutido anteriormente na literatura (Jang, C., Lee, J., Kim, JS, y Jin, TE 2008, Olden, V., Kvaale, PE, Simensen, PA, Aaldstedt, S., y Solberg, JK 2003, Shinozaki, K., Ke, L., y Norte, TH 1992. Murugan, N., y Parmar, RS 1997). Estas evidências indicam que a porcentagem de níquel tem um papel importante na seleção do metal de solda e do terceiro material, neste caso Inconel.

3.2 Resultados de microdureza Vickers

As figuras 9A e 9B mostram o perfil de microdureza obtido na junta bisel simples. Foram encontradas diferenças entre as amostras com e sem Inconel. Por exemplo, a dureza média do material de solda é maior em uma amostra sem Inconel em relação às amostras com Inconel. Para o caso dos aços carbono, a microdureza média da amostra sem Inconel é maior do que na amostra com Inconel. Este fato está relacionado com a martensite na interface aço carbono/aço AISI 309L. Da mesma forma, pode-se mencionar que a microdureza média mais baixa no metal de solda na amostra com Inconel é uma evidência da falta de difusão de carbono. No entanto, no caso do aço inoxidável, a microdureza média é maior do que o mesmo material da amostra sem Inconel. Isto pode ser explicado pela diluição do níquel no aço inoxidável, o que provoca o endurecimento da solução sólida (Cunat, 2005).

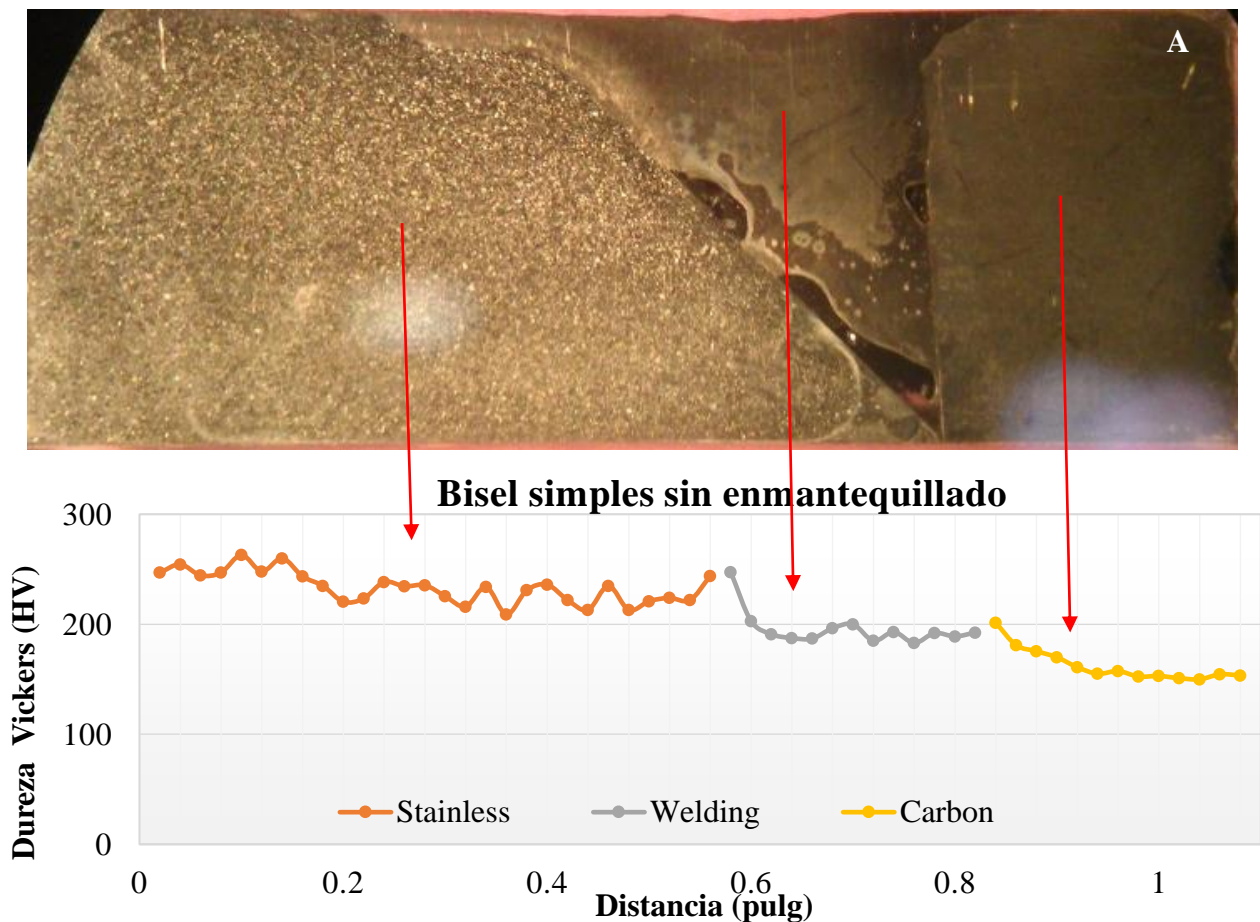


Figura 9A. Perfil de microdureza da amostra com bisel individual, junta soldada sem Inconel.

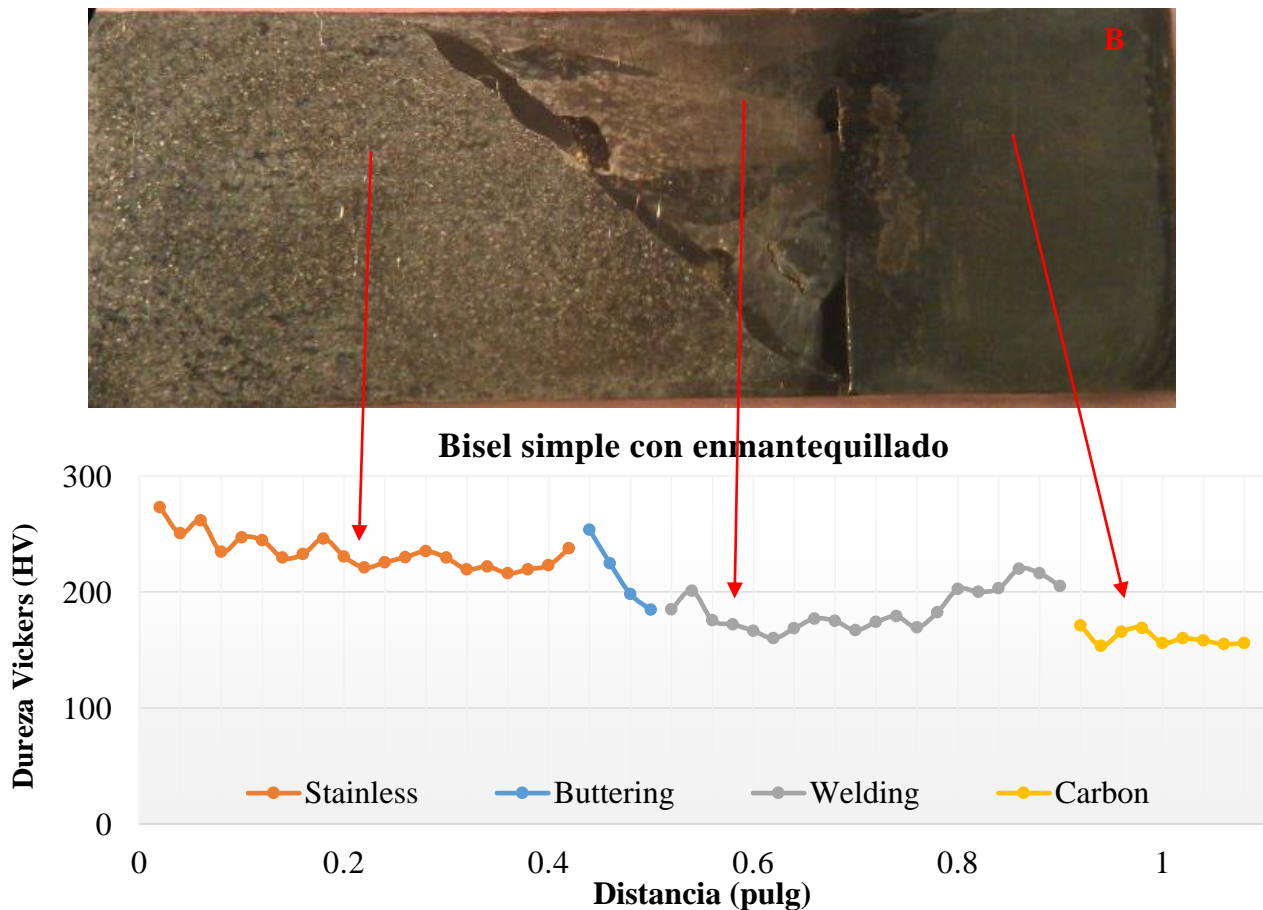


Figura 9B. Perfil de microdureza da amostra com bisel individual, junta soldada com Inconel.

3.3. Ensaio de tração

Nas curvas tensão-deformação das amostras com bisel simples, observa-se que as amostras sem Inconel apresentam uma maior resistência última à tração (RTU), que as amostras com Inconel (Figura 10). Isto é consistente com os resultados das medições de microdureza, onde se observou que as amostras mostraram valores de microdureza mais elevados na interface do aço de solda/aço carbono.

Os limites de elasticidade das amostras com Inconel são 50 MPa maior do que o limite de elasticidade das amostras sem Inconel, mas o alongamento das amostras com Inconel é maior do que no caso das amostras sem Inconel. Estes fatos podem ser explicados pelas macroestruturas, indicando que as amostras com Inconel são mais propensas a ter defeitos, tais como falta de fusão ou fissuras que atuam como concentradores de tensões, e que influenciam o comportamento mecânico durante o ensaio de tração. No entanto, é importante mencionar que, apesar da presença de defeitos, tais como falta de fusão e a porosidade, as amostras apresentaram resistência última à tração superior a 200MPa. A principal influência de defeitos está no alongamento das amostras.

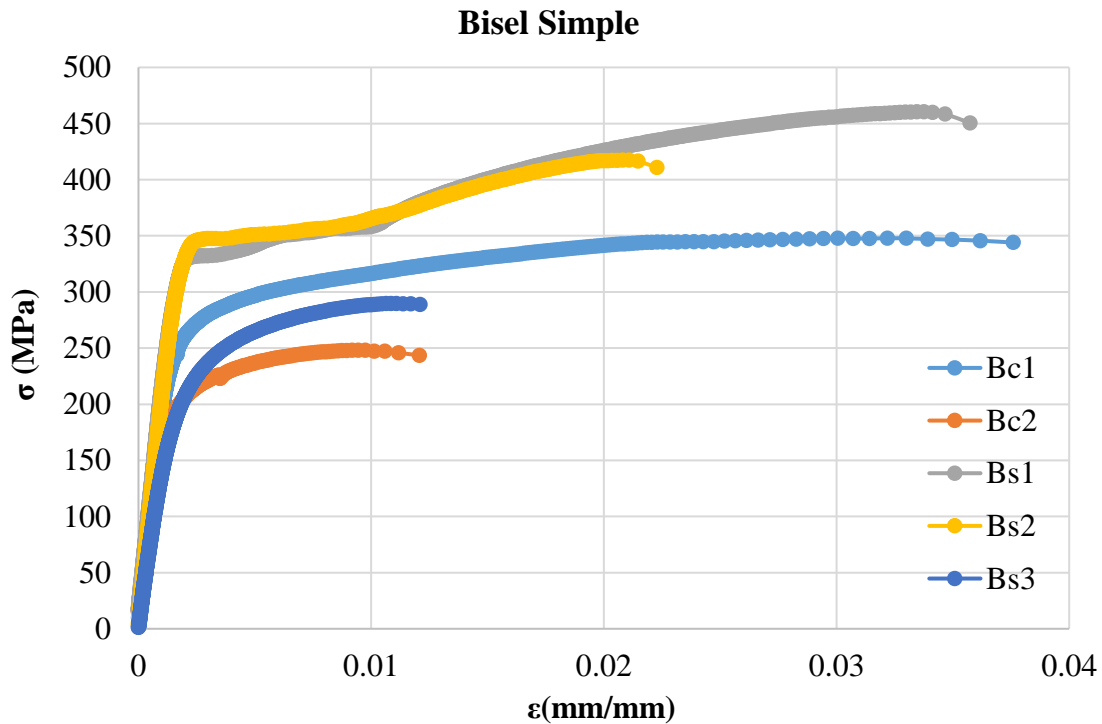


Figura 10. Curva tensão-deformação das amostras de bisel individuais. Bc1, Bc2 amostras soldadas com Inconel; Bs1, Bs2 e Bs3 amostras soldadas sem Inconel.

Enquanto a fratura das amostras, com exceção das amostras que apresentaram defeitos de solda como falta de fusão e cavidades; a fratura foi encontrada no lado do aço carbono. As figuras 11A e 11B mostram a superfície de fratura das amostras que falharam por menor esforço de tração do que as outras amostras com a mesma preparação. A influência destes defeitos sobre o comportamento mecânico dessas amostras é evidenciada por meio de soldagem que se observa na superfície de fratura das amostras. Por exemplo, a Figura 11A mostra a superfície de fratura da amostra com bisel simples e Inconel. Se mostra a origem da fratura, devido à falta de fusão, que aparece sob a forma de canais, indicadas com setas pretas. Estes resultados são consistentes com o trabalho de Jang et al. que mostram que a fratura de diferentes juntas soldadas usando Inconel como metal de solda depende em grande do processo de soldagem (Jang, C., Lee, J., Kim, J. S., Jin, T. E. 2008).



Figura 11A. Fratura da amostra com bisel individual com terceiro Inconel. Observa-se falta de fusão (seta vermelha) e cavidades (seta amarela) na fratura.

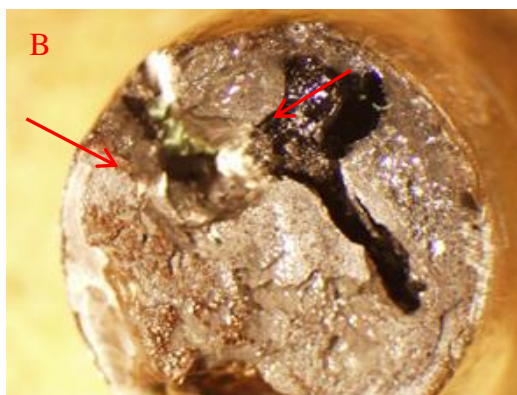


Figura 11B. Fratura da superfície da amostra com bisel individual sem Inconel. Observa-se a ausência de fusão na fratura (seta vermelha).

4. CONCLUSÕES

As evidências discutidas anteriormente levam às seguintes conclusões:

- 1.- amostras com Inconel são propensas a apresentar fissuras na interface Inconel/metal de solda.
2. A soldagem entre AISI 309L e aço carbono não apresentou evidência de formação de fissuras.
3. As amostras sem Inconel mostraram microdureza média maior no metal de solda.
4. As amostras sem Inconel apresentaram melhores propriedades mecânicas.
5. A composição química dos materiais para atuarem como terceiro material e o metal de solda são muito importantes para a integridade da solda.

5. REFERÊNCIAS

- ASTM A615 / A615M (2016), *Standard specification for deformed and plain carbon-steel bars for concrete reinforcement*.
- ASTM A706/A706M (2016), *Specification for deformed and plain low-alloy steel bars for concrete reinforcement*.
- ASTM E 384 (2016), *Standard test method for microindentation hardness of materials*.
- ASTM E8 / E8M (2015), *Standard test methods for tension testing of metallic materials*.
- ASTM E3 (2011), *Standard guide for preparation of metallographic specimens*.
- ASTM E340 (2015), *Standard practice for macroetching metals and alloys*.
- AWS, H. (2005), D1. 4/D1. 4M- “*Structural welding code-reinforcing*” Steel American Welding Society.
- Balakrishnan, M., Balasubramanian, V., Reddy, G. M., Sivakumar, K. (2011), “*Effect of buttering and hardfacing on ballistic performance of shielded metal arc welded armour steel joints*”. *Materials & Design*; 32(2), pp. 469-479.
- Cunat J. P. (2004), “*Alloying elements in stainless steel and other chromium-containing alloys*”. Euroinox, p7.
- Doddy, T. (1992), “*Intermediate mixed zones in dissimilar metal welds for sour service*”. *Welding Journal*, 71, pp. 55-60.
- Evans R. M. (1962), “*Joining of nickel-base alloys*” DMIC report 181, battelle memorial institute, Columbus 1, Ohio.
- Fuentes, A. L. G., Centeno, L., García, R. D. S., Del Rosario, A. V. (2011), “*Metallurgy of dissimilar steels welded unions (ASTM A240–A537) and mechanical behavior under monotonic and cyclic loads*”. *Revista Latinoamericana de Metalurgia y Materiales*, pp.36-48.

- Hernández-Castañeda O., Mendoza-Escobedo C. J. (2006), “*Durabilidad e infraestructura: retos e impacto socioeconómico*”, Ingeniería Investigación y Tecnología, VII.1 pp. 58.
- Istrati, G. (1961). “*Manual de los aceros inoxidable*”. Librería Editorial Alsina.
- Jang, C., Lee, J. H., Jung, S. Y., Kim, J. S. & Jin, T. E. (2006), “*Tensile property evaluation of dissimilar metal welds containing alloy 82/182 fusion weld using miniature specimen*”. In Proc. of KNS Spring Meeting, Chunchon, Korea. Small Sub-size Sp (Vol. 1) pp.1-23.
- Jang, C., Lee, J., Kim, J. S. & Jin, T. E. (2008), “*Mechanical property variation within Inconel 82/182 dissimilar metal weld between low alloy steel and 316 stainless steel*”. International Journal of Pressure Vessels and Piping, 85(9), pp. 635-646.
- Klueh, R. L. & King, J. F. (1982), “*Austenitic stainless steel-ferritic steel weld joint failures*”. WELDING J., 61(9), pp. 302.
- Lundin, C. D. (1982), “*Dissimilar metal welds-transition joints literature review*”. Welding Journal, 61(2), pp.58-63.
- Murugan, N., Parmar, R. S. (1997), “*Stainless steel cladding deposited by automatic gas metal arc welding*”. Welding Journal-Including Welding Research Supplement, 76(10), pp.391-401.
- NMX-H-121-1988 “*Procedimiento de soldadura estructural acero de refuerzo*” p. 8.
- Olden, V., Kvaale, P. E., Simensen, P. A., Aaldstedt, S., Solberg, J. K. (2003), “*The effect of PWHT on the material properties and micro structure in inconel 625 and inconel 725 buttered joints*”. In ASME 2003 22nd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, American Society of Mechanical Engineers, January, pp. 109-115.
- Ospina, R., Aguirre, H., Parra, H. (2007), “*Soldabilidad en aceros inoxidable y aceros disímiles*”. Scientia et Technica, pp.13- 34.
- Pérez-Quiroz, J. T., Terán, J., Herrera, M. J., Martínez, M., Genescá, J. (2008), “*Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation*”. Journal of Constructional Steel Research, 64(11), pp.1317-1324.
- Shinozaki, K., Ke, L. & North, T. H. (1992), “*Hydrogen cracking in duplex stainless steel weld metal*”. WELDING JOURNAL-NEW YORK-, pp. 371-387.
- Tabatabai, H., Ghorbanpoor, A. & Pritzl, M. D. (2009), “*Evaluation of select methods of corrosion prevention, corrosion control, and repair in reinforced concrete bridges*” (No. WHRP 09-04), p.p. 7.
- Tušek, J., Bajcer, B., Taljat, B. & Hrženjak, M. (2007), “*Analysis of lack of fusion in welds at water heaters*”. Metalurgija, 46(2), pp.111-116.
- Washko S. D., Aggen G. (2005), “*Properties and selection: irons, steels, and high performance alloys*”, ASM Handbook Volume 1, 10th edition, pp.2145-2248.
- Winarto, G. D., Wardhani, R., Syarif, I. (2014), “*Analysis of buttering method on mechanical properties welded material low carbon steel*”. IPTEK Journal of Proceedings Series, 1(1) pp.109-113.



Análise de concretos com não conformidades: efeitos de longa duração

B. Fernandes¹, R. Christ¹, U. Quinino¹, B. Tutikian¹

¹itt Performance, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.154>

Artículo recibido el 03 de Marzo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 19 de Julio de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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

O presente artigo tem como objetivo contribuir para a análise de concretos com não conformidades, com foco nos efeitos de longa duração. Foi realizado um levantamento dos intervenientes na análise de não conformidades: evolução da resistência à compressão, a variabilidade dos resultados e critérios de aceitação do concreto. De forma complementar, é apresentado o estudo de caso de concretos não conformes empregados em estrutura mista (pilares metálicos preenchidos) que apresentaram resistências abaixo do especificado aos 28 dias. Considerando os efeitos de longa duração, um ganho de resistência nominal acima dos limites normativos foi observado. Esta análise, aliada a uma revisão do projeto e a uma inspeção criteriosa, pode auxiliar na tomada de decisão em casos de concretos não conformes.

Palavras-chave: não conformidade; crescimento de resistência; segurança estrutural.

ABSTRACT

The paper aims to contribute to the analysis of non-conformity concrete, focusing on long time effects. A review of compressive strength evolution, results variability and acceptance criteria was made. In addition, it is presented a case study of a nonconforming concrete used in composite structures (concrete-filled steel columns) that present 28-day strength below the specified. Considering long time effects, a nominal strength gain above the limits considered in technical standards was observed. This analysis, associated with a revision of the structural design and a carefully assessment, could help decision taking in case of non-conformity concretes.

Keywords: non-conforming; strength gain; structural safety.

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo contribuir al análisis del concreto en casos de incumplimiento normativo, centrado en los efectos a largo plazo. Se llevó a cabo una encuesta entre los participantes en el análisis de no conformidades: evolución de la resistencia a la compresión, variabilidad de los resultados y criterios de aceptación. Complementariamente, se presenta un caso de estudio de un hormigón en incumplimiento utilizado en una estructura mixta (pilares metálicos rellenos) que mostró una a 28 días menor que la especificada. Teniendo en cuenta los efectos a largo plazo, se observó una ganancia de resistencia nominal por encima de los límites reglamentarios. Este análisis, junto con una revisión del proyecto y una inspección minuciosa puede ayudar en la toma de decisiones en casos de hormigón en incumplimiento.

Palabras clave: incumplimiento; ganancia de resistencia; seguridad estructural.

Autor de contacto: Bernardo Tutikian (bftutikian@unisinis.br)

1. INTRODUÇÃO

A elevada resistência mecânica associada ao reduzido custo de produção e à facilidade de moldagem para as variadas geometrias fazem do concreto o material mais empregado nas construções, se destacando frente aos demais materiais nos aspectos técnicos e econômicos (Mehta; Monteiro, 2014). Conseqüentemente, na medida em que há uma aceleração no seu consumo, espera-se que cresça a quantidade de estruturas projetadas e dimensionadas que necessitam de avaliação do seu desempenho frente às funções para as quais foram destinadas, conciliando os aspectos técnicos referentes à eficiência. Escolher bem os materiais, bem como investigar os efeitos das tecnologias empregadas, associados ao aperfeiçoamento do sistema estrutural são fatores importantes para garantir as condições de segurança.

De um modo geral, a introdução desta segurança no projeto estrutural é implementada por meio de coeficientes que reúnem as imprecisões inevitáveis por engano de carga ou pelo desvio do comportamento das propriedades mecânicas dos materiais. Além disso, contemplam as imperfeições das tensões atuantes em virtude das simultâneas ações que a estrutura deve suportar. Devem ser incluídos nestas incertezas os erros decorrentes da adoção de uma concepção simplificada ou da capacidade de redistribuição dos esforços produzidos pelos eventuais danos. Quando esses aspectos e coeficientes não são contemplados de maneira adequada, negligenciados ou não são devidamente fiscalizados, há um aumento das ocorrências de não conformidades e, desta maneira, promovem a necessidade de serem investigados, pois o resultado pode evidenciar problemas que levam ao questionamento do projeto estrutural, à eventual execução de reparos ou condenação total e/ou parcial de alguns elementos.

Neste cenário, diversos são os estudos e pesquisas destinados ao entendimento das não conformidades em sistemas estruturais de concreto, abordando aspectos relativos à segurança, confiabilidade e análise de risco (Kausay; Simon, 2007; Pereira, 2008; Caspee; Taerwe, 2011; Helene, 2011; Santiago, 2011; Santiago; Beck, 2011; Caspee; Taerwe, 2014; Larrossa et al, 2014; Magalhães, 2014; Rao et al, 2014; Couto et al, 2015; Magalhães et al, 2015). No Brasil, o assunto levou ao surgimento de um grupo de estudos da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), que resultou na recomendação ABECE 001: Análise de Casos de Não Conformidade do Concreto. Ressalta-se que a verificação da segurança de estruturas de concreto com não conformidades engloba diversas etapas e métodos, que vão desde a extração de corpos de prova até a revisão do projeto, considerando a nova resistência (Silva Filho; Helene, 2011).

O presente artigo tem como objetivo realizar uma revisão de alguns dos principais fatores intervenientes na análise de não conformidades em concretos. São abordados aspectos relativos à variabilidade dos resultados de ensaios de compressão axial, dos critérios de aceitação do concreto e da evolução da resistência à compressão levando em consideração os efeitos de longa duração. Esta revisão é complementada com um estudo de caso de uma estrutura mista, com pilares de aço preenchidos com concreto armado, que apresentou resistência à compressão inferior a especificada pelo projetista. Com esta análise dos efeitos do tempo na resistência do concreto, pretende-se contribuir na tomada de decisão na análise das não-conformidades em estruturas de concreto.

2. ANÁLISE DE CONCRETOS COM NÃO CONFORMIDADES

2.1 Considerações sobre a evolução da resistência à compressão ao longo do tempo

Uma das possíveis abordagens para a avaliação da segurança estrutural consiste na análise do comportamento do concreto ao longo do tempo, considerando os efeitos de evolução da resistência e das cargas de longa duração. Ao determinar a tensão admissível de compressão, σ_{cd} , são utilizados os coeficientes de ponderação γ_c e β - valores de cálculo obtidos com base em valores característicos, definidos a partir de considerações probabilísticas para cada tipo de estado limite. O coeficiente γ_c

representa as diferenças existentes entre o concreto do corpo de prova e o material de constituição do elemento estrutural em si, além de considerar incertezas referentes as solicitações (Couto *et al*, 2015), enquanto que o β é derivado do produto de coeficientes parciais, ou seja, pela multiplicação dos efeitos benéficos da evolução da resistência à compressão ao longo do tempo (β_1) pelos efeitos prejudiciais das cargas de longa duração (β_2) (Silva Filho; Helene, 2011).

A evolução da resistência à compressão ao longo do tempo pode ser calculada mediante utilização de modelos matemáticos relacionados à resistência à compressão obtida aos 28 dias (Klemczak *et al*, 2015). Sabe-se que esta evolução varia em função do tipo de cimento, da temperatura ambiente, assim como das condições de cura (CEB, 1990). Mantidas condições de cura ideais e temperatura de 20°C, é possível estimar o desenvolvimento da resistência à compressão ao longo do tempo, através das equações (1) e (2), estabelecidas pelo *fib Model Code 2010* (CEB, 2012). Ressalta-se que esta formulação é admitida pela ABNT NBR 6118:2014, para idades inferiores a 28 dias.

$$f_{cm}(t) = \beta_1(t) \times f_{cm} \quad (1)$$

$$\beta_1(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{t} \right)} \right] \right\} \quad (2)$$

$f_{cm}(t)$: Resistência à compressão a t dias;

f_{cm} : Resistência à compressão aos 28 dias;

$\beta_1(t)$: Coeficiente em função do tempo (t);

t: Idade na qual deseja-se obter a resistência à compressão;

s: Coeficiente que depende do tipo de cimento: $s=0,20$: para cimentos de alta resistência e rápido endurecimento (caso do CPV-ARI no Brasil); $s=0,25$: para cimentos normais e rápido endurecimento (caso do CPI e CPII no Brasil); e $s=0,38$: para cimentos de endurecimento lento (caso do CPIII e CPIV no Brasil).

A perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração foi estudada por Rüsç (1960). Este decréscimo é constante e independente do f_{ck} do concreto em estudo, além de ser, no máximo, de 25%. O *fib Model Code 2010* (CEB FIP, 2012) propõe a equação (3) para a determinação do coeficiente β_2 , sendo que o fator de decréscimo varia em função do período no qual a estrutura estará carregada.

$$\beta_2 = \frac{f_{c,sus,j}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \times \sqrt{\ln(72 \times (j - t_0))} \quad (3)$$

$f_{c,sus,j}$: Resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade j dias, em MPa;

f_{c,t_0} : Resistência potencial à compressão do concreto na data (idade) t_0 instantes antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa;

β_2 : Efeitos prejudiciais das cargas de longa duração (t);

t_0 : Idade de aplicação da carga, em dias, considerada significativa;

j: Qualquer idade do concreto a posteriori de t_0 ; expressa em dias.

Estima-se que a norma brasileira, ABNT NBR 6118:2014, estabelece valores de 1,16 para β_1 e 0,73 para β_2 , considerando valores de carga dos 28 dias até 50 anos, resultando em um β de 0,85. Observa-se que os valores utilizados são conservadores, visto que admite um crescimento de resistência de apenas 16% num período de 50 anos e um valor de decréscimo maior que o máximo estabelecido por Rüsç (1960) (Helene, 2011). Deste modo, torna-se adequado verificar os valores de β_1 e β_2 , considerando a fórmula proposta pelo *fib Model Code 2010* (CEB, 2012) e as considerações feitas por Rüsç (1960).

2.2 Considerações sobre a variabilidade dos resultados de resistência à compressão

Outro fator a ser verificado é a variabilidade dos resultados do ensaio de resistência à compressão. Magalhães (2014) ressalta que todas as etapas da produção do concreto acarretam na dispersão dos resultados do controle tecnológico, sendo que estes podem ser separados em três diferentes aspectos: influência dos materiais, dos mecanismos de produção e do procedimento de ensaio. A Tabela 1 apresenta os principais fatores que podem influenciar o resultado da resistência à compressão do concreto, bem como a variabilidade máxima do item.

Tabela 1. Fatores que influenciam o resultado do ensaio de resistência à compressão

Origem da Variação		Variabilidade máxima
Materiais	Variabilidade da resistência do cimento	±12%
	Variabilidade da quantidade total de água	±15%
	Variabilidade dos agregados	± 8%
Mão de Obra	Variabilidade do tempo e procedimento de mistura	-30%
Equipamento	Ausência de aferição de balanças	-15%
	Mistura inicial, sobre e subcarregamento, correias, etc.	-10%
Procedimento de Ensaio	Coleta imprecisa	-10%
	Adensamento inadequado	-50%
	Cura (efeito considerado a 28 dias ou mais)	±10%
	Capeamento inadequado	-30% para concavidade; -50% para convexidade
	Ruptura (velocidade de carregamento)	± 5%

Fonte: Adaptado de Helene e Terzian (1992).

É possível observar que os diversos procedimentos envolvidos no preparo, na coleta e no ensaio podem afetar, diretamente, os resultados dos ensaios, podendo reduzir, em até 50%, a resistência à compressão do concreto analisado. De fato, esta variabilidade apresenta-se verdadeira ao observar os dados oriundos de pesquisas e ensaios laboratoriais. Santiago (2011) compilou dados do controle tecnológico de mais de seis mil corpos de prova, oriundos de nove estados Brasileiros. O autor identificou percentuais não conformes de até 28%, para concretos de classe C40. Este valor chega a 84%, para concretos de classe C50.

2.3 Considerações sobre a aceitação do concreto

Outro ponto que deve ser considerado é questão do recebimento e aceitação do concreto. Ao observar as principais normas nacionais e internacionais referentes a estruturas de concreto, verificam-se pontos divergentes em relação ao método e aos critérios de aceitação (Pacheco; Helene, 2013; Magalhães, 2014).

A norma nacional, NBR 12655 (ABNT, 2015) apresenta dois tipos de controle de amostragem: total e parcial. Na amostragem parcial, são moldados corpos de prova cilíndricos em apenas algumas betonadas. Já na amostragem total, é realizado o controle de todas as betonadas realizadas, sendo o critério de aceitação que nenhuma seja inferior a resistência à compressão característica. Apesar do elevado custo, este tipo de amostragem é amplamente utilizado no Brasil (Pacheco; Helene, 2013).

A norma americana, *ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete*, estabelece três diferentes critérios: a média de 3 resultados consecutivos deve ser igual ou superior a resistência característica definida em projeto; nenhum resultado individual deve ser inferior a $f_{ck}-3,5\text{MPa}$ (para concretos com f_{ck} abaixo de 35 MPa) e que nenhum resultado individual seja inferior a $0,9 \cdot f_{ck}$ (para concretos com f_{ck} abaixo de 35 MPa) (Magalhães, 2014). Adicionalmente, a mesma norma não prevê a

amostragem total, estabelecendo critérios mínimos de único exemplar por dia de concretagem, para cada 115 m³ de material ou para cada 465 m² de área construída (Pacheco; Helene, 2013).

Outra norma amplamente utilizada, a *BS EN 206:2013 - Concrete. Specification, performance, production and conformity*, apresenta diferentes critérios em função do período da obra: início da produção e produção contínua, quando já foram realizados mais que 15 resultados (Magalhães, 2014).

O primeiro critério é referente à média de resultados, que deve ser maior ou igual a $f_{ck}+4,0\text{MPa}$, para controle inicial, e maior ou igual a $f_{ck}+1,48*s$ (desvio padrão dos resultados), para produção contínua.

O segundo critério é refere aos resultados individuais, que, para ambos tipos de produção, devem ser maiores que $f_{ck}-4,0\text{MPa}$ (Pacheco; Helene, 2013; Magalhães, 2014).

Larrossa *et al* (2014) realizaram a comparação dos critérios de amostragem das três normas apontadas, para 32 lotes de concreto. Os autores apontam que a NBR 12655 (ABNT, 2015) é o método mais rígido, sendo seguido pela EN 206 e ACI 318-11. De fato, comparando os procedimentos de aceitação adotados pelas normas internacionais com o estabelecido pelas recomendações da norma nacional, verifica-se que os critérios de aceitação são mais restritivos (Pacheco; Helene, 2013; Magalhães, 2014).

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Procedimentos metodológicos

No controle tecnológico realizado em uma obra, seguindo o procedimento estabelecido pela NBR 12655 (ABNT, 2015), a resistência à compressão (f_c) de três betonadas de volume de 8m³ foi inferior ao f_{ck} de 40 MPa, especificado pelo projetista. Como a obra apresenta impeditivos para a extração de corpos de prova, visto que a estrutura é de aço preenchido com concreto armado, foi realizado um estudo a respeito da evolução de resistência do concreto, de modo a auxiliar na aferição da segurança estrutural da obra. Ressalta-se que esta análise é complementar, e deve ser realizada em conjunto com outras verificações, como revisão do projeto estrutural considerando f_c obtido no ensaio e a realização de ensaios não destrutivos. A composição do concreto estudado está apresentada na tabela 2.

Tabela 2. Traço do concreto em estudo

Material	Quantidade	Unidade
Cimento CPV-ARI RS	341	kg
Pozolana	114	kg
Areia Fina	284	kg
Areia Média	426	kg
Brita 0	1025	kg
Água	191	l
Aditivo Polifuncional	3,41	kg
Aditivo Superplastificante	1,14	kg

Fonte: carta traço fornecida pela empresa responsável pelo concreto

Nas datas especificadas de rompimento, realizaram-se os ensaios, em laboratório acreditado, seguindo os procedimentos normativos. Todos os corpos-de-prova foram fresados e os rompimentos ocorreram em uma máquina universal *EMIC – PC 200 CS*. Os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do ensaio de resistência à compressão das amostras não conformes

Amostra	Abatimento (mm)	Data de Ruptura	Idade (dias)	Ø (mm)	fc (MPa)	fc potencial (MPa)
1	180	18/02/2015	7	100	23,9	23,9
		18/02/2015	7	100	23,3	
		11/03/2015	28	100	35,2	37,1
		11/03/2015	28	100	37,1	
2	230	18/02/2015	7	100	23	24,6
		18/02/2015	7	100	24,6	
		11/03/2015	28	100	37,4	37,4
		11/03/2015	28	100	34,6	
3	200	31/03/2015	7	100	23,3	23,9
		31/03/2015	7	100	23,9	
		21/04/2015	28	100	38,2	38,6
		21/04/2015	28	100	38,6	

Fonte: Adaptado dos relatórios de ensaio

No que se refere ao controle tecnológico utilizado na obra, é importante mencionar que foi executado por amostragem total (100%), na qual todas as betonadas foram amostradas. Neste caso, a NBR 12655 (2015) estabelece que a aceitação do concreto é estabelecida quando todos os exemplares da amostragem atenderem ao valor do f_{ck} especificado pelo projetista. Como pode ser visto na tabela 3, as resistências potenciais, aos 28 dias, não apresentaram resistência igual ou superior à definida, de 40 MPa.

Outro ponto levantado foi o histórico do crescimento de resistência após os 28 dias. Em um levantamento realizado pela empresa, no período de um ano, o concreto apresentou um crescimento de 32,6% (cimento CPV-ARI resistente a sulfato com adição de 22% de pozolona), superior aos 16% considerados pela ABNT NBR 6118:2014.

3.2 Resultados e análises

A partir dos valores obtidos, foi realizada a análise da evolução da resistência à compressão do concreto. Inicialmente, foram calculados os valores de β_1 utilizando um coeficiente s de 0,20, visto que o cimento utilizado no traço é do tipo CPV-ARI. Contudo, como foi realizada adição de pozolanas na ordem de 33% em relação ao cimento, tornou-se adequado calcular o β_1 para um cimento do tipo CPIV, pois este contém entre 15 e 50% de pozolana. Por último, calculou-se um terceiro valor de β_1 , para um valor s intermediário. Os valores de β_1 para 50 anos, utilizados no cálculo do β , são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Coeficientes de β_1 para diferentes tipos de cimento

Valores de β_1 para 50 anos	
CPV-ARI	1,21
CP “Intermediário”	1,33
CPIV	1,44
ABNT NBR 6118:2014	1,16

A evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para as três situações (CPV-ARI, CPIV e CP “intermediário”), considerando o menor valor de $f_{ck,est}$ (37,1 MPa) e um período de 365 dias, pode ser observada na Figura 1.

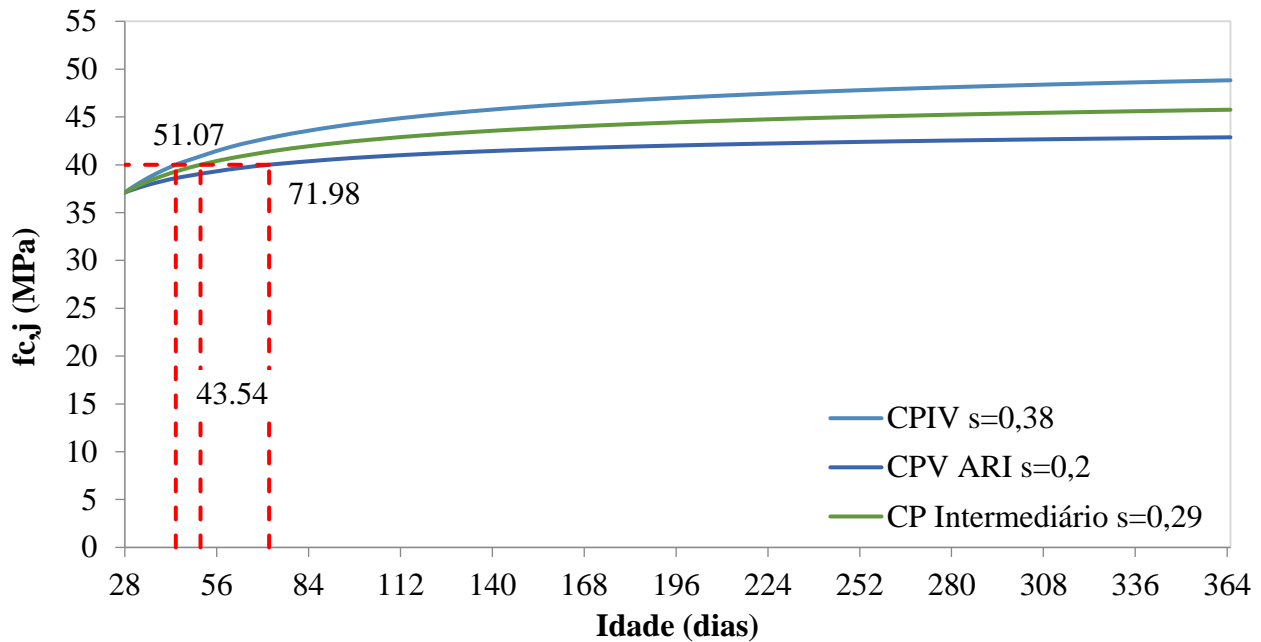


Figura 1. Evolução da resistência conforme fib Model Code 2010

Na figura se observa que, para atingir os 40 MPa especificados, se levará 45 dias considerando o β_1 para o concreto com CPIV, 51 dias para o β_1 considerando CP “intermediário” e 72 dias para o β_1 com CPV ARI.

Após a definição do β_1 , calculou-se o coeficiente β , considerando duas condições de β_2 - 0,73, conforme preconizado pela ABNT NBR 6118:2014; e 0,75, máximo valor conforme Rüsç (1960). Os valores estão expressos na Tabela 5.

Tabela 5. Coeficientes de β para diferentes tipos de cimento e carregamento

Condição	β_1	β_2	β
ABNT NBR 6118:2014	1,16	0,73	0,847
β_1 do CPV-ARI / β_2 da NBR 6118	1,21	0,73	0,885
β_1 do CP “Intermediário” / β_2 da NBR 6118	1,33	0,73	0,968
β_1 do CPIV / β_2 da NBR 6118	1,44	0,73	1,052
β_1 do CPV-ARI / β_2 da máximo - Rusch (1960)	1,21	0,75	0,909
β_1 do CP Inter. / β_2 da máximo - Rusch (1960)	1,33	0,75	0,995
β_1 do CPIV / β_2 da máximo - Rusch (1960)	1,44	0,75	1,081

Para a verificação da segurança no caso em estudo, calculou-se a resistência à compressão de projeto do concreto f_{cd} , de acordo com a equação 4, utilizando os coeficientes calculados na tabela 5. Os resultados estão expressos na Tabela 6.

$$f_{cd} = \beta * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{4}$$

Tabela 6. Tensão à compressão do concreto

Condição	f_c (MPa)	γ_c	β	f_{cd} (MPa)
ABNT NBR 6118:2014 (valor referência)	40	1,4	0,847	24,2
β_1 do CPV-ARI / β_2 da NBR 6118	37,1	1,4	0,885	23,4
β_1 do CP “Intermediário” / β_2 da NBR 6118			0,968	25,7
β_1 do CPIV / β_2 da NBR 6118			1,052	27,9
β_1 do CPV-ARI / β_2 da máximo - Rusch (1960)			0,909	24,1
β_1 do CP Inter. / β_2 da máximo - Rusch (1960)			0,995	26,4
β_1 do CPIV / β_2 da máximo - Rusch (1960)			1,081	28,6
β_1 do CPV-ARI / β_2 da NBR 6118	37,4	1,4	0,885	23,6
β_1 do CP “Intermediário” / β_2 da NBR 6118			0,968	25,9
β_1 do CPIV / β_2 da NBR 6118			1,052	28,1
β_1 do CPV-ARI / β_2 da máximo - Rusch (1960)			0,909	24,3
β_1 do CP Inter. / β_2 da máximo - Rusch (1960)			0,995	26,6
β_1 do CPIV / β_2 da máximo - Rusch (1960)			1,081	28,9
β_1 do CPV-ARI / β_2 da NBR 6118	38,6	1,4	0,885	24,4
β_1 do CP “Intermediário” / β_2 da NBR 6118			0,968	26,7
β_1 do CPIV / β_2 da NBR 6118			1,052	29,0
β_1 do CPV-ARI / β_2 da máximo - Rusch (1960)			0,909	25,1
β_1 do CP Inter. / β_2 da máximo - Rusch (1960)			0,995	27,4
β_1 do CPIV / β_2 da máximo - Rusch (1960)			1,081	29,8

Os valores obtidos demonstram que apenas quando se considera exclusivamente o cimento CPV ARI que a tensão obtida se apresenta abaixo do esperado. Para os concretos com cimento com pozolana, como é o caso deste estudo, a tensão de cálculo do concreto já se apresenta acima do exigido. Verifica-se uma natureza conservadora da ABNT NBR 6118:2014 – característica esperada de normas técnicas. Entretanto, surge a possibilidade de o profissional usar conhecimentos consolidados no meio e avançar no estudo do crescimento da resistência do concreto após os 28 dias.

Ressalta-se que, segundo a ABNT NBR 6118:2014, caso as resistências continuassem abaixo do f_{ck} de projeto, deveria ser realizado novo cálculo estrutural com o novo valor. Ainda permanecendo a insegurança deveria ser previsto uma limitação de uso do elemento, elaboração de projeto de reforço ou até a demolição parcial ou total das peças não conformes.

4. CONCLUSÕES

Ao analisar o comportamento da resistência à compressão ao longo do tempo, bem como verificar as recomendações de normativas internacionais e os demais intervenientes no controle tecnológico do concreto observa-se que as prescrições estabelecidas na ABNT NBR 6118:2014 são conservadoras, conduzindo a um alto grau de segurança, como é o esperado em normas técnicas.

Entretanto, alguns dos critérios estabelecidos pela norma não levam em consideração importantes fatores, principalmente no que se refere à resistência do concreto ao longo do tempo, como observado no estudo de caso apresentado. A referida normativa não considera o real comportamento do material, visto que desconsidera o efeito das adições pozolânicas neste crescimento, além de considerar um decréscimo de resistência (*efeito Rüsck*) superior ao apontado por Rüsck (1960) (Helene, 2011; Silva Filho, Helene, 2011). Tais fatores podem afetar, diretamente, o fator de ponderação β , que afeta o cálculo estrutural.

Ressalta-se que antes da utilização de novos coeficientes, devem ser realizadas outras etapas, como a revisão do cálculo estrutural e a realização de uma rigorosa inspeção, aferindo o rigor da execução, a geometria e a qualidade dos materiais. Estas etapas, somada à estimativa do desempenho frente os efeitos de longa duração, podem auxiliar na verificação da segurança e na tomada de decisão em casos de não conformidade em concretos estruturais.

5. REFERÊNCIAS

- American Concrete Institute (2011), *ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete and commentary*, (Detroit, Michigan, USA: ACI), p.503.
- American Concrete Institute (2011), *ACI 214R-11: Guide to evaluation of strength test results of concrete*, (Detroit, Michigan, USA: ACI), p.16.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2015), *NBR 12655: Concreto: controle, preparo e recebimento*, (Rio de Janeiro,Brasil:ABNT), p.23.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2015), *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, (Rio de Janeiro,Brasil:ABNT), p.238.
- Caspeele, R., Taerwe, L. (2011), “*Statistical comparison of data from concrete families in ready-mixed concrete plants*”, *Structural Concrete*, V. 12(3), pp.148-154.
- Caspeele, R., Taerwe, L. (2014), “*Influence of concrete strength estimation on the structural safety assessment of existing structures*”, *Construction and Building Materials*, V.62, pp.77-84.
- Comite Euro-International du Beton (1993), *Model code 1990: design code*, (Lausanne, Suíça: Thomas Telford Services Ltd), p.437.
- Comite Euro-International du Beton (2012), *Fib model code 2010: final draft Vol 1*, (Lausanne, Suíça; FIB), p.311.
- Couto, D., Carvalho, M., Cintra, A., Helene, P. (2015), “*Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures*”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, V. 8(3), pp.365-389.
- British Standards European Standard (2013), “*Concrete. Specification, performance, production and conformity*”, (BSI), p.98.
- Helene, P. (2011), “*Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural*”, *Revista ALCONPAT*. V. 1(1), pp.67-92.
- Helene, P., Terzian, P. (1992), “*Manual de dosagem e controle do concreto*”, (São Paulo,Brasil: PINI), p.349.
- Kausay, T., Simon, T. K. (2007), “*Acceptance of concrete compressive strength*”, *Concrete Structures*, V.8, pp.54-63.
- Klemczak, B., Batog, M., Pilch, M. (2016), “*Assessment of concrete strength development models with regard to concretes with low clinker cements*”, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, V. 16(2), pp.235-247.
- Larrossa, M. C., Real, M. V., Dias, C. R. R., Magalhães, F. C. (2014), “*Statistical analysis and conformity testing of concrete in port construction work*”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, V.7(3), pp.468-497.
- Magalhães, F. C., Real, M. V., Silva Filho, L. C. P. (2014), “*The problem of non-compliant concrete and its influence on the reliability of reinforced concrete columns*”, *Materials and Structures*, pp.1-13.
- Magalhães, F. C. (2014), “*A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p.290.
- Mehta, P. K., Monteiro, P. (2014), “*Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*”, (São Paulo: IBRACON), p.782.
- Pereira, M. D. S. (2008), “*Controle da resistência do concreto: paradigmas e variabilidades: estudo de caso*”, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, p.229.

- Pacheco, J., Helene, P. (2013), “*Boletín Técnico n° 9: Controle da resistência do concreto*”, (Mérida, México: ALCONPAT Internacional), p.20.
- Rao, K. B., Anoop, M. B., Iyer, N. R. (2013), “*Producer’s risk associated with concrete compressive strength acceptance criteria of IS456-2000*”, Journal of The Institution of Engineers (India): Series A, V.94(4), pp.243-249.
- Santiago, W. C. (2011), “*Estudo da (Não-) Conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural*”, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, p.107.
- Santiago, W. C., Beck, A. T. (2011), “*A study of Brazilian concrete strength (non-) compliance and its effects on reliability of short columns*”, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V. 4(4), pp.663-690.
- Silva Filho, L. C. P., Helene, P. (2011), “*Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração*”, In: Geraldo C. Isaia. (Org.), Concreto: Ciência e Tecnologia (São Paulo:IBRACON), pp.1129-1174



Relação entre a velocidade de corrosão da armadura e a largura das fissuras em vigas de concreto armado expostas a ambientes que simulam o ambiente marinho

Y. Hernández¹, O. de Rincón¹, A. Torres², S. Delgado¹, J. Rodríguez³, O. Morón¹

¹Centro de Estudios de Corrosión, Universidad del Zulia. Venezuela.

²Instituto Mexicano del Transporte. México

³Dpto. Ingeniería Civil, Universidad de Granada. España

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.152>

Artículo recibido el 30 de Abril de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 17 de Julio de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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

Esta pesquisa apresenta uma relação empírica entre a velocidade de corrosão da armadura e a abertura de fissuras por efeito da corrosão da armadura em vigas de concreto, com ou sem aplicação de carga. Foram avaliadas vigas de concreto armado, expostas a um processo de corrosão natural por pulverização com solução salina a concentração de 3,5% de NaCl, para acelerar o processo de corrosão da armadura, mediante ensaios eletroquímicos. A abertura das fissuras foi avaliada mensalmente para estimar a relação entre ela e a perda de seção da armadura. Os resultados mostram que existe uma relação direta entre a propagação da abertura da fissura e a velocidade de corrosão, observando a ocorrência de fissuras de maior abertura nas vigas sob carga.

Palavras-chave: corrosão; vigas de concreto armado sob carga; abertura de fissuras.

ABSTRACT

This investigation presents an empirical correlation between the rebar corrosion rate and the corrosion-induced fissura width propagation rate produced on beam's concrete cover, with or without load application to these beams. Reinforced concrete beams were evaluated, exposed to a natural corrosion process by spraying with 3.5 %w/w NaCl solution, to accelerate the rebar corrosion process, was performed with electrochemical tests. The beams corrosion-fissuraing evaluation was performed once every month, to determine the relation between fissura width and the rebar corrosion loss. The results showed a direct relation between fissura width propagation and rebar corrosion rate, showing wider fissuras in the loaded beams.

Key words: corrosion; reinforced concrete; loaded beams; fissura widths.

RESUMEN

Esta investigación presenta una relación empírica entre la velocidad de corrosión de la armadura y la velocidad de ensanchamiento de fisuras por corrosión del recubrimiento de concreto en vigas, con o sin aplicación de carga. Se evaluaron vigas de concreto armado, expuestas a un proceso de corrosión natural mediante el rociado con solución salina al 3,5 %p/p de NaCl, para acelerar el proceso corrosivo de la armadura, mediante ensayos electroquímicos. El ancho de fisuras se evaluó mensualmente para estimar la relación existente entre éste y la pérdida de sección de la armadura. Los resultados demuestran que existe una relación directa entre la propagación del ancho de fisuras y la velocidad de corrosión, observando fisuras de mayor ancho en vigas cargadas.

Palabras clave: corrosion; concreto armado; vigas cargadas; ancho de fisuras.

Autor de contacto: Yolanda Hernández (yolandahernandez@fing.luz.edu.ve)

1. INTRODUÇÃO

A corrosão de estruturas de concreto armado em ambientes marinhos é um problema grave, não apenas pelos custos de reparo que podem resultar, mas em algumas situações afetar a segurança das pessoas. No caso das vigas de concreto armado, de um modo geral, o problema pode ser agravado porque, ao estar submetida a esforços de tração, é praticamente impossível evitar a microfissuração da mesma, o que representa um caminho onde o agente agressivo irá iniciar sua penetração. Em uma viga bem projetada, fissuras de flexão são finas, quase invisíveis e garantem pouca ou nenhuma corrosão da armadura. À medida que as cargas aumentam gradualmente acima das cargas de fissuração, tanto a quantidade como a largura das fissuras aumentam e pode se encontrar uma largura comum das fissuras de cerca de 0,25mm. Se as cargas forem aumentadas, a largura das fissuras aumenta, embora a quantidade permaneça mais ou menos estável (ACI 224, 1992).

No modelo proposto por Tuutti (Tuutti, 1992) para determinar a durabilidade da armadura, se define T_1 como o tempo de início da corrosão compreendendo desde a construção da estrutura e o início da corrosão, e T_2 como o período de propagação compreendido entre o início da corrosão e a manifestação de danos externos, que conduz a um grau inaceitável de deterioração do ponto de vista da segurança, funcionalidade e/ou estética da estrutura. Além das etapas T_1 e T_2 do modelo de Tuutti, tem-se definido o estágio de vida residual, que é o que se inicia no momento do aparecimento visível de quaisquer sintomas de degradação, tais como fissuras de largura $> 0,1$ mm, delaminação da camada de concreto, perda visível de seção de aço, etc. e termina com o seu colapso. Esta etapa mostra a tendência progressiva de degradação da capacidade portante de uma estrutura que está corroendo e corresponde ao que seria a sua vida residual (Troconis Rincon et al., 1997). Por tanto, a vida residual pode ser considerada como o tempo em que a estrutura tem de ser reparada antes que possa entrar em colapso.

Durante uma inspeção visual, a fase onde aparecem fissuras largas, manchas de óxidos na superfície e desprendimentos é a mais fácil de detectar (vida residual). Em vez disso, para avaliar se a estrutura está na fase T_1 ou T_2 (vida útil) é necessário realizar um diagnóstico mais complexo e caro do que uma simples inspeção visual. Para isto, deve-se, além da inspeção visual, realizar a monitorização de potencial para determinar a ativação do aço, a estimativa da velocidade de corrosão, extração de testemunhos de concreto para determinar a concentração de cloreto na profundidade da armadura, etc. Uma avaliação dos danos da estrutura poderia ser previsto conhecendo a velocidade de corrosão e perda da seção do aço no momento da avaliação realizada.

A medida da intensidade de corrosão indica a quantidade de metal que é convertido em óxido por unidade de área da armadura e do tempo. A quantidade de óxidos gerada pode estar diretamente relacionada com a fissuração do cobrimento do concreto e da perda de aderência, ao mesmo tempo que a redução da seção transversal do aço afeta a capacidade de suporte da estrutura. Portanto, a velocidade de corrosão pode ser um indicador do decréscimo da capacidade portante da estrutura. A redução da capacidade portante do elemento de concreto armado afetado por corrosão das armaduras é devida principalmente a quatro efeitos que são causados diretamente pela corrosão: redução da seção da armadura, redução da ductilidade das barras, redução da aderência e perda de seção efetiva do concreto devido à fissuração e a fissuras do cobrimento (Torres e Martinez, 2001).

Em estudos anteriores (Andrade et al., 1993; Cabrera, 1996; Rodrigues et al., 1996, Rodriguez et al., 1997; Tachibana et al., 1990; Torres e Sagües, 2000; Torres, 1999; Torres, Castro, Sagües, 1999; Torres et al., 2007) foram avaliadas amostras por ensaios eletroquímicos e mapeamento de fissuras, para determinar o valor de CC_{CORR} (capacidade de carga restante por corrosão) de elementos estruturais por corrosão generalizada em função de danos de fácil obtenção como por exemplo a largura média da fissura por corrosão presente na superfície de concreto.

Com base nos dados experimentais destes estudos (Torres e Martinez, 2003; Torres et al., 2007), é na etapa de vida residual onde a estrutura começa a diminuir significativamente a sua capacidade portante (resistência) remanescente, CC_{COR} . Neste estudo se observou que quanto maior o diâmetro da armadura, maior a largura das fissuras. Portanto, neste trabalho foram determinadas correlações para

avaliar como a corrosão da armadura afeta o início e a propagação de fissuras no concreto armado, tanto em largura e comprimento, para prever a durabilidade das estruturas e assim atuar na prevenção da sua degradação, causando altos custos de reparo, bem como a eventual falha da mesma, em vigas de concreto armado sob carga ou não.

2. PROCEDIMENTO

Foram moldadas 24 vigas (16 com 1% de Cl^- /massa de cimento, incorporado ao concreto, e 8 sem Cl^-), de dimensões 120 x 10 x 15 cm, com uma barra de aço de 0,952 cm de diâmetro e cobrimento de 2,5 cm. Foram determinadas a sua absorção capilar e porosidade efetiva utilizando a Norma Sueca de Fagerlund (Fagerlund, 1986), utilizando corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 5 cm de altura, que foram secos a 50°C até obter massa constante e, em seguida, colocados sobre uma esponja úmida para determinar a quantidade de água absorvida pelos poros capilares do concreto, que potencialmente podem provocar danos na armadura.

Sobre as 24 vigas de concreto foi aplicado ainda, por aspersão, uma solução salina de NaCl a 3.5% p/p, somente na parte central destas num trecho de 25 cm, duas vezes por semana, com o objetivo de acelerar, por difusão de íons cloreto, o processo de corrosão das barras de aço.

De dois grupos de vigas (16 com e 8 sem cloretos incorporados) foi selecionada metade delas para ser submetidas a uma pré-carga constante por flexão por um período de cerca de 200 dias, a fim de avaliar o efeito combinado da flexão e cortante na velocidade de corrosão e durabilidade das vigas em geral; uma vez que estas simulam cargas normais em vigas reais. Esta pré-carga foi aplicada nas 8 vigas com cloreto incorporado inicialmente e 4 vigas sem cloreto, a partir da idade de 900 dias de avaliação até o término dos ensaios a 1.100 dias.

2.1 Avaliação das vigas de concreto

As vigas foram avaliadas eletroquimicamente por meio de potencial de corrosão da armadura utilizando um eletrodo de Cu/CuSO₄ saturado (ASTM C876, 2009), duas vezes por semana, em três pontos diferentes ao longo da barra de aço. A velocidade de corrosão foi também determinada usando o método de polarização linear, por meio de equipamentos GECORR6, em três pontos sobre a barra de aço (região central e extrema da barra).

Em 12 das vigas moldadas foi aplicada a pré-carga de flexão constante (500 kg), a fim de simular como influencia a tensão de flexão na corrosão da armadura numa estrutura de concreto. O sistema consistiu em aplicar a pré-carga através de um método de três pontos (centro e ambas as extremidades das vigas), como mostrado na Figura 1, com 6 sistemas de pré-carga com duas vigas cada.

Uma vez ao mês, foi realizada a inspeção visual e o levantamento das fissuras de todas as vigas (24), de modo a monitorar a eventual abertura de fissuras, caracterizando-as por comprimento e abertura.

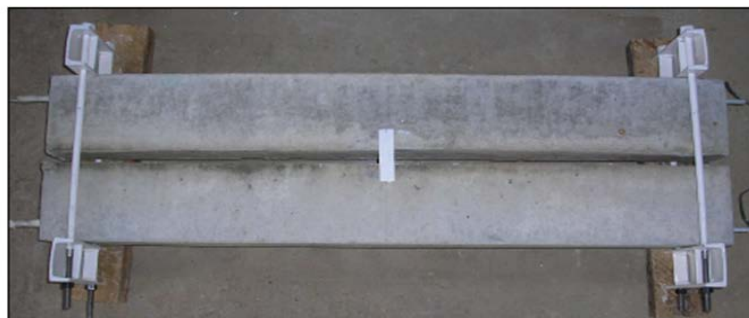


Figura 1. Sistema de pré-carga aplicado nas vigas de concreto

2.2. Análise para a determinação de correlações

Usando os resultados da velocidade de corrosão medidos foi calculada a perda de seção da armadura, utilizando a Lei de Faraday:

$$\Delta W_F = \frac{55,85 \int I \cdot dt}{n \cdot F} \quad (1)$$

onde:

ΔW_F = perda de massa (g)

n = Valência do ferro (Fe^{+2})

F = constante de Faraday = 96500 coul / mol

Peso atômico Fe = 55,85 g / mol

$\int Idt = \int icorr (A) dt = \text{Área sob a curva icorr vs. tempo}$

Este valor da perda de massa foi utilizado para estimar a espessura média de aço perdido por corrosão (x_{PROM}) expresso em mm/ano (Geocisa, 2000). Estes valores de x_{PROM} foram correlacionados com as larguras de fissuras do concreto ao longo do tempo.

$$x_{PROM} = \frac{\Delta W_F \cdot 1000}{\rho \cdot \pi \cdot \phi \cdot L} \quad (2)$$

Onde:

ρ = Densidade do Fe ($7,86 \text{ g/cm}^3$)

ϕ = Diâmetro da armadura (0,95 cm)

L = Comprimento da armadura (100 cm)

3. RESULTADOS

O estudo de traço foi realizado de acordo com o método do ACI 211.1 (ACI 211.1, 1993), com uma relação água/cimento (a/c) de 0,60. As vigas foram moldadas usando um concreto de desempenho moderado em ambientes marinhos, com absorção capilar de $1,50 \times 10^{-4} \text{ m/s}^{0,5}$ e porosidade efetiva entre 8,3-8,8%. A resistência à compressão média, aos 28 dias de cura, foi de 33 MPa.

3.1. Avaliação eletroquímica

Na Figura 2 observa-se a avaliação eletroquímica das 24 vigas por meio de potenciais de corrosão durante 3 anos (cerca de 1.100 dias); permitindo assim que todas as barras chegassem a um estado mínimo de corrosão de $< -200 \text{ mV vs. Cu/CuSO}_4$. Observa-se que, aparentemente, a pré-carga aplicada não afetou de forma significativa os valores de potencial de corrosão, porque a barra já se encontrava ativa quando a pré-carga foi aplicada.

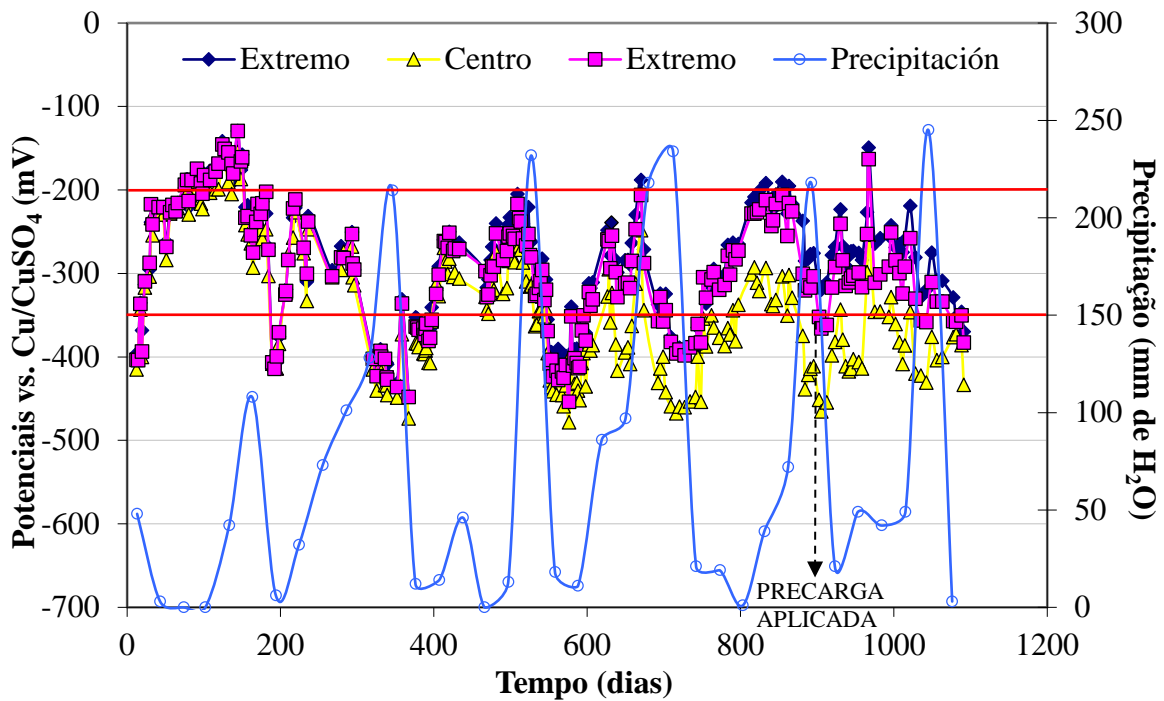


Figura 2. Variação do potencial durante o tempo de avaliação das 8 vigas contaminadas inicialmente com cloreto e pré-carregadas.

Note-se também que os potenciais na área central são mais negativos, devido à pulverização com uma solução de NaCl e não à pré-carga aplicada. Além disso, o efeito de molhagem das vigas se manifesta na maior ativação da barra, o que é lógico já que a resistividade do concreto diminui. Na Figura 3 se observa que nas 4 vigas sem contaminação inicial por cloretos e pré carregadas, os valores de potencial vs. eletrodo de Cu/CuSO₄ mostraram que não há nenhum efeito significativo da pré-carga aplicada, como foi observado nas 8 vigas inicialmente contaminadas com cloreto na massa do concreto.

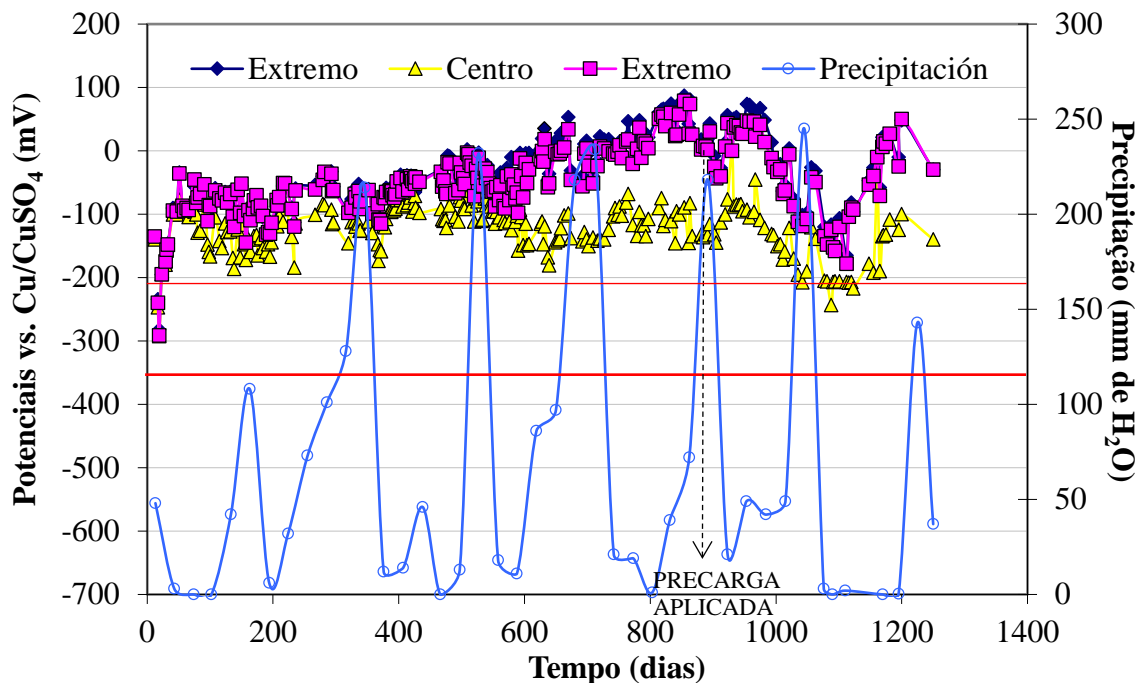


Figura 3. Variação do potencial durante o tempo de avaliação das 4 vigas sem contaminação inicial por cloreto e pré-carregadas

Na Figura 4, a velocidade de corrosão das barras é observada, mostrando, como as medidas de potencial (Figura 2), que a pré-carga aplicada não afeta significativamente os valores da velocidade de corrosão. Apenas se observa que na área central é maior, pela pulverização com uma solução de NaCl antes e depois da pré-carga. A variação nos valores da velocidade de corrosão é devida ao efeito da molhagem, que diminui a resistividade do concreto no entorno.

As vigas pré-carregadas, sem contaminação inicial de cloretos e aspergidas em sua área central com NaCl (Figura 5) mostraram que, embora inicialmente todos os pontos avaliados mostraram alguma atividade, logo a passividade da armadura foi alcançada e não foi até, aparentemente, a aplicação da carga que se nota a ativação do aço, o que corrobora os resultados da medição do potencial. Além disso, ao avaliar o comportamento das vigas sem pré-carga, o mesmo efeito é observado; de modo que a pré-carga não é a causa da ativação das barras, mas o efeito dos íons cloreto, juntamente com a molhagem com água que ocorreu neste tempo.

No final ao alcançar o estado seco é notada uma diminuição na velocidade de corrosão, mas com valores que ainda indica a ativação da armadura ($0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), especialmente na região central, que era aspergida periodicamente com íons cloreto.

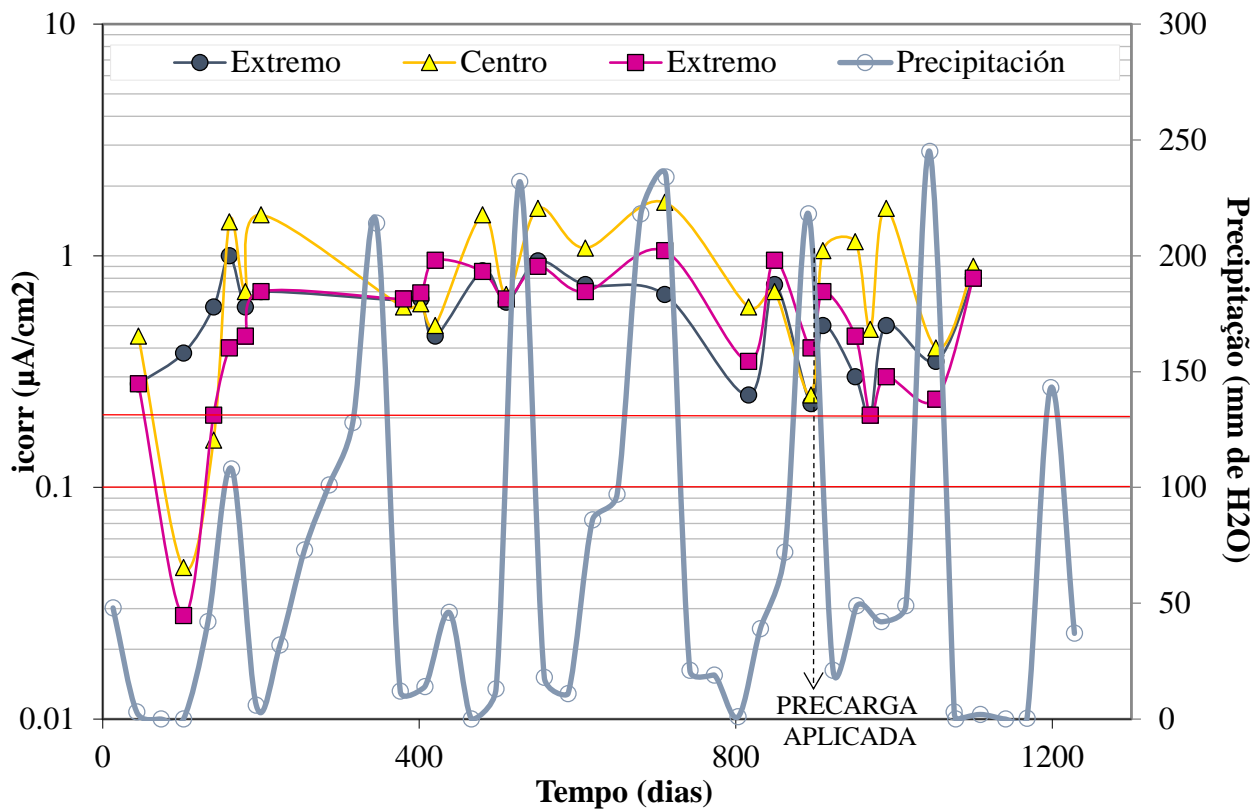


Figura 4. Variação da velocidade de corrosão durante o tempo de avaliação das vigas inicialmente contaminadas com cloreto e pré-carregadas.

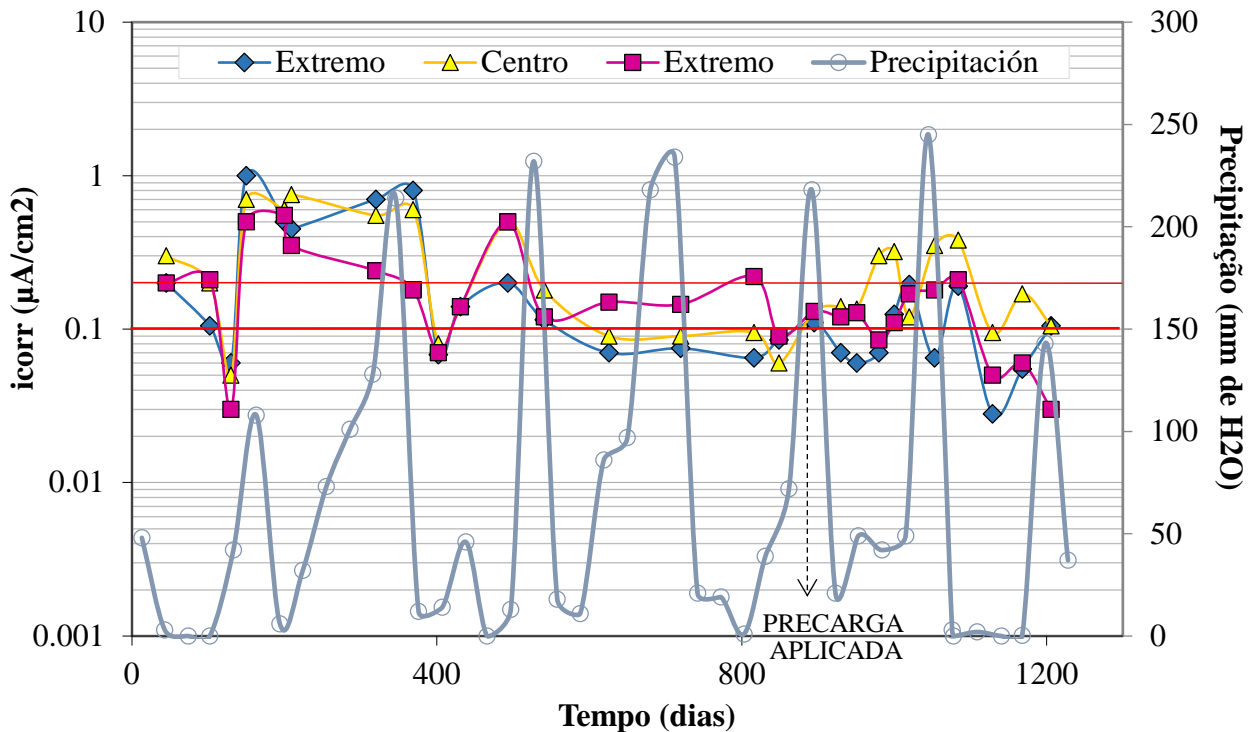


Figura 5. Variação da velocidade de corrosão durante o tempo de avaliação das vigas sem contaminação inicial com cloreto e pré-carregadas.

3.2 Inspeção visual e levantamento de fissuras

Quando as vigas apresentaram fissuras por corrosão, foi realizada mensalmente a inspeção visual mensal e a caracterização das fissuras. Após esta avaliação, as vigas foram ensaiadas mecanicamente até a ruptura final.

3.2.1. Sistemas de vigas sem contaminação inicial de cloretos

Nas vigas sem pré-carga aplicada (Figura 6a), aspergidas periodicamente apenas 25 cm da área central, não foram observadas fissuras paralelas ou perpendiculares à armadura, mesmo quando a velocidade de corrosão já indicava a atividade da mesma ($> 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$); não sendo suficiente para fissurar o concreto no período de tempo observado.

No caso das vigas pré-carregadas (Figura 6b) estas apresentaram fissuras perpendiculares, produto da aplicação da carga, com aberturas menores do que 0,15mm, o que, como já foi demonstrado na medição dos parâmetros eletroquímicos, não potencializou a corrosão durante o tempo de exposição avaliado.



Figura 6. Vigas sem contaminação inicial de cloretos, aspergidas a 25 cm na região central (a) sem pré-carga aplicada (b) com pré-carga aplicada

3.2.2. Sistemas de vigas com contaminação inicial de cloretos

Diferentemente das anteriores, nas vigas sem aplicação de pré-carga (Figura 7a), observou-se que na região onde foram aspergidas, foram apresentadas fissuras paralelas à barra de aço, com uma espessura máxima de 0,40 mm. Nas vigas com aplicação de pré-carga (Figura 7b), as fissuras por corrosão atingiram larguras maiores, da ordem de 0,8 mm. Isto indica que o efeito da corrosão da barra devido à contaminação inicial de cloretos facilitou a abertura destas fissuras.

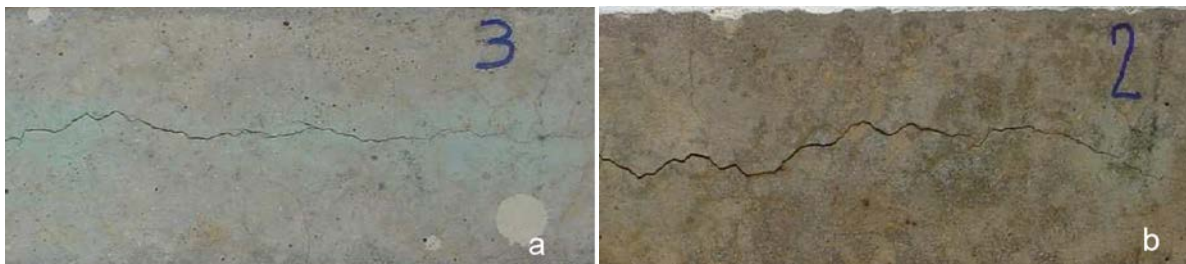


Figura 7. Vigas com contaminação inicial de cloretos, aspergidas 25 cm na região central (a) sem pré-carga aplicada (b) com pré-carga aplicada

3.3. Correlações entre a abertura da fissura vs. espessura de aço perdido por corrosão

Na Figura 8 estão detalhadas as características médias de cada condição estudada. Nota-se que na área central das vigas carregadas e não carregadas, a velocidade de corrosão média não apresenta diferença significativa (1,080-0,989 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, respectivamente). O mesmo comportamento é observado na velocidade de corrosão das extremidades das mesmas vigas (0,584-0,519 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, respectivamente) (Figuras 4 e 5). Comparando os valores da velocidade de corrosão da área central com as das extremidades, se observa uma diferença significativa, devido à pulverização com solução salina.

Condição	Velocidade de Corrosão média ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Espessura de aço perdido por corrosão (mm/ano)
Centro carregado	1,080	0,752
Centro sem carga	0,989	0,619
Extremidade carregada	0,584	0,267
Extremidade sem carga	0,519	0,225

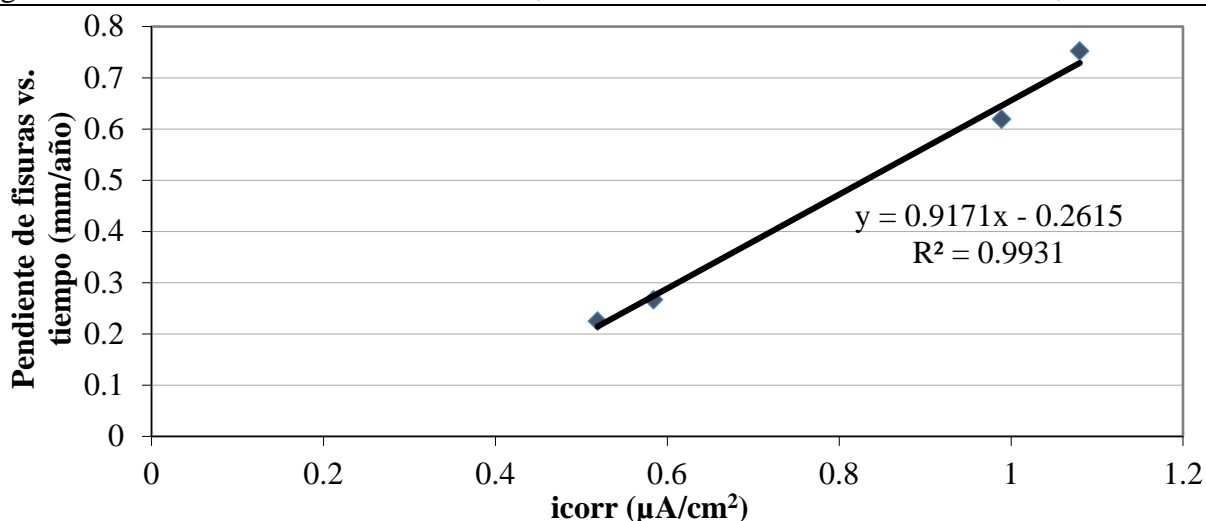


Figura 8. Espessura de aço perdido por corrosão vs. velocidade de corrosão da armadura (Hernández, 2009)

Da figura 8 pode-se observar que existe uma correlação entre a espessura de aço perdido por corrosão com a velocidade de corrosão da armadura. Este fenômeno foi estudado por Alonso (Alonso et al., 1998), no qual foi utilizado um método acelerado de corrosão por corrente impressa anódica (10 e 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) para a armadura dentro do concreto contaminado por cloretos. Como resultado, obteve-se que a uma menor intensidade de aplicação de corrente (menor velocidade de corrosão) as fissuras se propagam mais rápido. Ao contrário do obtido por Alonso (Alonso et al., 1998), este trabalho demonstra que na corrosão natural e para valores de i_{cor} inferiores a $1,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, a espessura de aço perdido por corrosão no tempo é diretamente proporcional à velocidade de corrosão.

A Figura 9 mostra a correlação entre as aberturas de fissuras médias com a espessura média de aço perdido por corrosão, observada na armadura de vigas de concreto submetidas ou não a pré-carga e submetidas à corrosão natural no CEC - Centro de Estudos de corrosão. Apresenta-se também nesse Figura 9 os resultados obtidos por outros autores (Andrade et al., 1993, Cabrera, 1996, Rodriguez et al., 1996, Rodriguez et al., 1997; Tachibana et al., 1990; Torres e Sagües, 2000; Torres, 1999; Torres, Castro, Sagües, 1999; Torres et al., 2007).

Observa-se nesta pesquisa do CEC, ora relatada, que as vigas com pré carregamento apresentaram maiores aberturas de fissuras que as sem pré-carga. Os resultados demonstram que existe uma relação direta entre a abertura das fissuras e a velocidade de corrosão da armadura, encontrando-se fissuras de maior abertura nas vigas pré-carregadas.

A Figura 9 mostra a diferença nas linhas de tendência da correlação empírica entre a espessura de aço perdido por corrosão da armadura e a abertura das fissuras nas vigas de concreto estudadas, sendo que a abertura de fissuras é mais pronunciada nesta pesquisa de exposição natural, comparativamente aos resultados de outros pesquisadores em suas pesquisas com exposição acelerada.

No caso de corrosão acelerada, a ocorrência de uma fissura ocorre com menos perda de material, uma vez que os produtos de corrosão, ao aparecer, rapidamente se acumulam nas proximidades da armadura, gerando elevadas tensões de tração que causam fissuras. Além disso, esta corrente anódica poderia gerar acidez na interface aço/concreto, dependendo do potencial, o que, sem dúvida, diminuirá a aderência entre a armadura e o concreto permitindo mais facilmente o aparecimento de fissuras. Em vez disso, nas condições naturais estudadas neste trabalho, a corrosão é consideravelmente mais lenta, permitindo a migração dos produtos gerados, necessitando então de uma maior quantidade de produtos de corrosão para que se inicie a fissura.

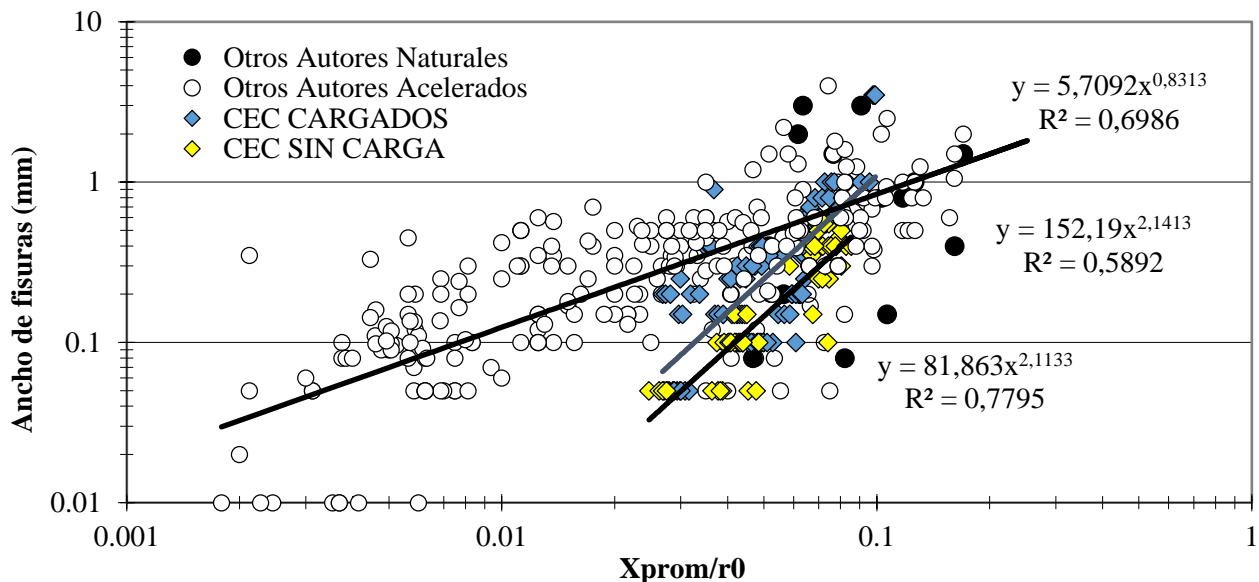


Figura 9. Comparação da abertura de fissura na viga de concreto vs. espessura de aço perdido por corrosão (X_{prom}/r_0). Dados desta pesquisa no CEC e de outros autores

Isso indica que os processos de corrosão acelerada para simular a degradação em estruturas reais nem sempre dão resultados automaticamente comparáveis com os de corrosão natural.

Ao analisar a concentração de íons cloreto ao nível da armadura (Figura 10), observou-se que as vigas fissuradas têm a maior concentração de cloretos no concreto perto da armadura provavelmente porque a solução de NaCl pode penetrar mais facilmente nas fissuras atingindo a armadura, aumentando assim as concentrações até valores superiores ao valor limite de risco (4.000 ppm Cl⁻) com relação às vigas não fissuradas.

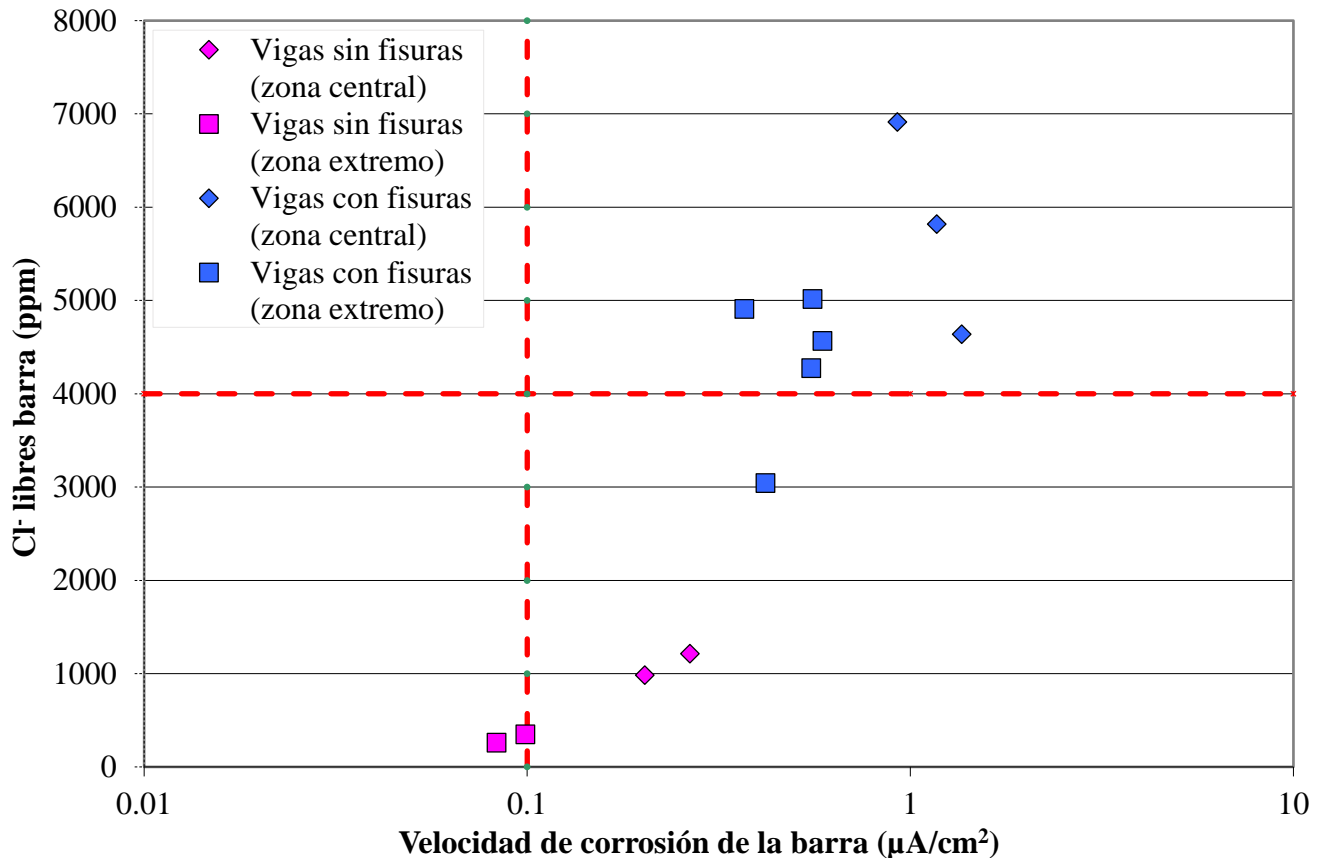


Figura 10. Concentração de íons cloretos ao nível da armadura vs. velocidade de corrosão, em vigas de concreto com e sem fissuras (Hernández, 2009)

Isto coincide com os resultados de outros autores que observaram que nas zonas fissuradas de diversas pontes, os cloretos penetraram com maior facilidade, apresentando concentração de cloretos na armadura das regiões fissuradas, 10 vezes superior que nas áreas sem fissuras da mesma ponte (Sagües et al., 2001).

Os resultados desta pesquisa indicaram maior teor de cloretos livres e maior velocidade de corrosão na zona central das vigas, corroborando que a carga aumenta ainda mais a penetração de cloretos (pela maior rapidez na abertura de fissuras) e a velocidade de corrosão aumenta por este aumento na concentração de cloretos livres junto à barra.

4. CONCLUSÕES

1. De acordo com os resultados eletroquímicos das vigas, abertura de fissuras inferiores a 0,15 mm, não potencializaram a corrosão das armaduras durante o tempo de exposição avaliado.
2. A aplicação de pré-carga acelera a corrosão das armaduras ao permitir um maior ingresso de agentes agressivos.

3. Quando a corrosão de um elemento é acelerada, o aparecimento de uma fissura ocorre com menor perda de material, no entanto, quando a corrosão é natural, é necessária uma maior quantidade de produtos de corrosão para que se inicie a fissura.
4. Os resultados mostraram que existe uma correlação direta entre a abertura da fissura e a espessura de aço perdido por corrosão da armadura, encontrando-se fissuras de maior abertura em elementos solicitados à flexão.
5. Na corrosão natural, para se obter uma determinada abertura de fissura, é necessária menor perda de material por corrosão quando as vigas estão carregadas que sem carga aplicada.

5. AGRADECIMENTO

Os autores agradecem ao CONDES (Maracaibo-Venezuela) e ao Instituto Mexicano de Transportes (Queretaro-México) pelo apoio financeiro para este projeto.

6. REFERÊNCIAS

- ACI Committee 224. *American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan, USA. (1992).*
- Alonso C., Andrade C., Rodríguez J., Díez J. (1998). “*Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion*”. *Materials and Structures. Vol. 31. pp. 435-441.*
- Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J. (1993). “*Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part I - experimental test*”, *Materials and Structure, 26, pp. 453-464.*
- Cabrera, J. G. (1996). “*Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion,*” *Cem. & Conc. Composites, 18, pp. 47-59.*
- Geocisa e Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. (2000). “*Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura*”. Proyecto de Innovación CONTECVET IN 309021.
- Fagerlund, G. “*On the capilarity of concrete*”. *Nordic Concrete Research. No.1 Olso Paper, No.6 (1986).*
- Hernández, Y. (2009). “*Evaluación de microsílíce en la reparación de vigas de hormigón armado contaminado con cloruros*”. Tesis Doctoral. Universidad de Granada, España. p. 1-165
- Norma ACI 211.1. (1993), *Proporcionamiento de Mezclas. Concreto Normal, Pesado y Masivo.*
- Norma ASTM C 876. (2009), *Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.*
- Rodríguez, J., Ortega, L. M. y Casal, J., (1996), “*Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement*”, *Proceedings 4th SCI International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, C.L. Page, P.B. Bamforth, and J.W. Figg eds., E&FN Spon, Cambridge, UK, pp.220-230.*
- Rodríguez, J., Ortega, L. M. y Casal, J. (1997). “*Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*”, *Constr. and Build. Mats., 11(4), pp. 239-248.*
- Sagües, A., Kranc, S., Moreno, P., Rey, D., Torres A., Yao, L. (2001). “*Corrosion forecasting for 75-year durability design of reinforced concrete*”. Final Report BA-502, University of South Florida. pp. 1-10.
- Tachibana, Y., Maeda, K., Kajikawa, Y y Kawuamura, M. (1990). “*Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement*”, in *Corrosion of Reinforcement in Concrete, C.L. Page, K.W.J. Treadaway, and P.B. Bamforth eds., pp. 178-187.*
- Torres, A., (1999), “*Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete*” Ph.D. Dissertation, University of South Florida.

- Torres, A., Castro, P., and Sagüés, A. (1999). “*effect of corrosion rate in the cracking process of concrete*” Proceedings of XIV National Congress of the Mexican Electrochemical Society, Merida, Mexico, August 24 – 28.
- Torres, A., Martínez, M. (2001). “*Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad*”. Publicación Técnica No. 181. Instituto Mexicano del Transporte. ISSN 0188-7297. Querétaro, México. p. 1-86.
- Torres, A., Martínez, M. (2003). “*Remaining structural capacity of concrete beams with localized corrosion of the embedded reinforcing steel. Materiales de construcción*”. Vol. 53, No. 271-272. pp. 125-133.
- Torres A., Navarro S., Terán J. (2007). “*Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beam*”. Engineering Structures. Vol. 29. pp. 1145-1152.
- Torres, A., Sagüés, A., (2000), “*Concrete cover cracking with localized corrosion of reinforcing steel*” Proceedings 5th CANMET/ACI Int. Conf. Durability of Concrete, V. Malhotra ed., ACI, Farmington Hills, Michigan, pp. 591-611.
- Trocónis de Rincón, Oladis, y colaboradores. (1997). “*Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Concreto Armado*”. Red DURAR-CYTED. Programa Ibero-Americano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. Subprograma XV, Corrosión/Impacto Ambiental en Materiales. ISBN 980-296-541-3. 1^{era} Edición.
- Tuutti K. (1982). “*Corrosion of steel in concrete. Swedish cement and concrete research institute*”. Sweden.



Avaliação da oportunidade de imobilização de um ativo: Um estudo de caso para uma microempresa do ramo de tecnologia de informação aplicada à construção civil

Souza, D. J.¹, Sakamori, M. M.¹, Medeiros, M. H. F.¹, Scheer, S.¹

¹Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.155>

Artículo recibido el 03 de Marzo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 19 de Julio de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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

O objetivo deste artigo é analisar a oportunidade de imobilização de imóveis corporativos, considerando as expectativas das corporações usuárias dos imóveis. Para isto, optou-se pela realização de estudo de caso com uma microempresa do ramo de tecnologia de informação aplicada à construção civil. Assim, foram avaliadas as oportunidades e as alternativas: compra do imóvel, a locação de curto prazo, a locação de longo prazo e o built-to-suit. O método de tomada de decisão utilizado foi o da análise hierárquica, pois esta contempla critérios de decisão qualitativos e quantitativos relevantes à escolha entre as diferentes alternativas. O resultado final da análise é a recomendação da alternativa de escolha, que melhor atende aos critérios priorizados pelas partes interessadas.

Palavras-chave: imobilização; desmobilização; imóveis corporativos; análise hierárquica.

ABSTRACT

The purpose of this article is the analysis of immobilizing opportunity to corporate real estate, taking into account the expectations of users of real estate corporations. For this, we chose the case study with a micro branch of information technology applied to construction. Thus, the purchase opportunities and alternatives were evaluated: a short-term lease, long-term lease and built-to-suit. The method of decision-making was hierarchical analysis; it contemplates decision criteria, qualitative and quantitative, relevant to the choice between the alternatives. The result of the analysis is to provide a recommendation of choice alternatives, starting from the one that best meets the criteria prioritized by stakeholders.

Keywords: immobilization; demobilization; real estate; analytic hierarchy process.

RESUMEN

El propósito de este artículo es analizar la posibilidad de inmovilización de inmuebles corporativos, teniendo en cuenta las expectativas de los usuarios corporativos de los inmuebles. Para ello, optamos por realizar el estudio de caso con una micro empresa en el sector de tecnologías de la información la construcción civil. Por lo tanto, fueron evaluadas las oportunidades y las alternativas: compra de bienes inmuebles, alquiler de corto plazo, alquiler de largo plazo y la construcción a la medida. El método de toma de decisiones utilizado fue de análisis jerárquico, ya que esta incluye criterios de decisión cualitativa y cuantitativa relevantes para la elección entre las distintas alternativas. El resultado final del análisis es la recomendación de la alternativa de elección, que mejor atienda principales por las partes interesadas.

Palabras clave: inmovilización; la desmovilización; inmuebles corporativos; análisis jerárquico.

Autor de contacto: Diego Jesus de Souza (diegojesus@ufpr.br)

1. INTRODUÇÃO

Segundo Gregório (2010), a expansão dos negócios das corporações nas primeiras décadas do século XX (pós-Revolução Industrial), promoveu o surgimento da necessidade por espaços corporativos. Nos anos 60, muitas organizações focavam suas atividades de *real estate*¹ para a construção de novos imóveis para sua própria utilização. Como o foco das corporações era fomentar o próprio crescimento, a aquisição ou construção de novos imóveis passaram a estar entre suas atividades principais, recebendo assim uma importante quantidade de recursos. Desta forma, a demanda por espaços alugados teve um grande crescimento e impulsionaram o profissionalismo dos mercados de *real estate*. Anterior a qualquer decisão em relação à venda, compra ou desmobilização patrimonial dos imóveis de uma corporação, é indispensável o conhecimento da importância relativa do *real estate* para a operação como ativo que impacta nos aspectos financeiros, de mercado e organizacionais das corporações (O'MARA, 2000). Conforme Pottinger et al. (2002), o nível de flexibilidade e os tipos de espaços para uma mesma corporação não são uniformes. Assim, para cada espaço utilizado na operação, as necessidades estratégicas e operacionais interferem na decisão pela imobilização, ou não, no *real estate* corporativo.

Em pesquisa realizada por Jones Lang La Salle², foram contatadas informações relevantes sobre a tendência em relação ao investimento em imóveis corporativos. No ano da publicação desta pesquisa (2005), apenas 15% das corporações respondentes eram proprietárias de mais de 50% dos espaços usados nem suas operações e 43% não eram proprietárias de nenhum dos ativos imobiliários. Observou-se também, que as empresas que possuíam entre 10% a 50% dos espaços corporativos apontavam interesse em reduzir seus ativos imobiliários, conforme mostra na Figura 1

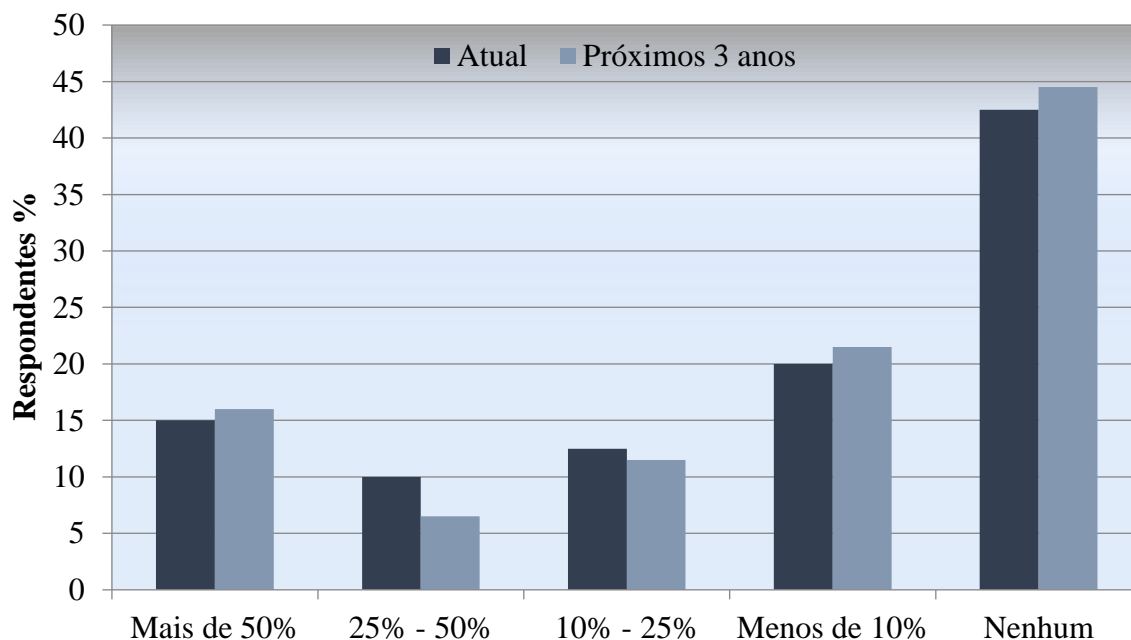


Figura 1. Porcentagens das corporações em relação às porcentagens de propriedade dos espaços corporativos. Fonte: Jones Lang La Salle, 2005.

¹ Segundo o Núcleo de *Real Estate* (NRE) da Escola Politécnica da USP, *Real estate* é o setor dos produtos e empreendimentos imobiliários.

² A *Jones Lang La Salle* é uma empresa que oferece serviços imobiliários profissionais e gestão de investimento imobiliários para investidores, proprietários e locatários. Atualmente possui uma receita bruta estimada em US\$ 6,0 bilhões e com a atuação em 80 países.

Outra pesquisa, realizada em 2013 pelo mesmo autor, indica que 66% dos executivos responsáveis pela gestão imobiliária de empresas pesquisadas no Brasil estavam concentrados em expandir suas carteiras nos próximos três anos. Ao mesmo tempo, 15% das empresas internacionais terceirizam todas as atividades relacionadas a seus portfólios imobiliários enquanto que, apenas 6% das empresas nacionais o faziam.

Atualmente, as empresas brasileiras estão reorganizando suas estruturas de capital, saindo da posição de proprietárias de seus imóveis para locatárias de espaços físicos, evitando que as corporações imobilizem seu capital em ativos imobiliários e investindo apenas em sua atividade de negócio (GREGÓRIO, 2010).

Nas corporações brasileiras, há uma tendência de desmobilização dos ativos imobiliários e uma maior resistência à imobilização de ativos na aquisição de novos imóveis, o que torna relevante a investigação do tema. Cabe ressaltar de que o Brasil apresenta peculiaridades com relação às formas de transações de contratos, garantias necessárias, riscos envolvidos, entre outras. Essas particularidades têm impacto sobre aspectos qualitativos e quantitativos relativos à escolha das alternativas de mobilizar ou não no *real estate* corporativo.

O objetivo deste artigo é analisar as oportunidades de imobilização e desmobilização de imóveis corporativos, considerando as expectativas das corporações usuárias dos imóveis. Para isto, optou-se pelo estudo de caso com uma microempresa do ramo de tecnologia de informação aplicada à construção civil incubada na Universidade Federal do Paraná, que possui grande potencial de ampliação de negócio. Foram avaliadas as oportunidades de imobilização do ativo - comprar o imóvel (SP) ou não, sendo as alternativas de não imobilização: a locação simples de curto prazo (LCP), a locação simples de longo prazo (LLP) e o *built-to-suit*³ (BTS).

2. METODOLOGIA

O método de tomada de decisão utilizado neste trabalho é o da análise hierárquica, que contempla critérios de decisão qualitativos e quantitativos relevantes à escolha entre as alternativas das quais, cada uma atende de maneira indiferente aos atributos e critérios necessários para a escolha da alternativa mais apropriada. E, é o que garante o alinhamento do recurso *real estate* com as necessidades operacionais e os objetivos estratégicos das corporações.

De acordo com Medeiros (2014) a análise hierárquica de processos converte os critérios avaliados em valores numéricos que podem ser processados e comparados sobre toda a extensão do problema. Este método é mais útil para equipes envolvidas em problemas complexos, que necessitam a comparação entre alternativas e cuja resolução terá repercussão de longo-prazo (BHUSHAN & RAI, 2004).

Os critérios qualitativos não mensuráveis visam o atendimento das necessidades operacionais durante o uso dos espaços corporativos, enquanto os quantitativos resultam indicadores que auxiliam a decisão pelo ponto de vista econômico-financeiro, relevantes para o atendimento das estratégias de investimentos e políticas da corporação.

A utilização desta técnica avalia para cada caso a alternativa mais adequada para acomodação das atividades operacionais da corporação, considerando os diferentes espaços corporativos utilizados, em função das necessidades operacionais e estratégicas de cada corporação.

O resultado final da análise é a recomendação de uma hierarquia entre as diferentes alternativas de escolha, partindo daquela que melhor atende aos critérios priorizados pelas partes interessadas, conforme exemplificado pela Figura 2.

³ A operação de *Built-to-Suit* (BTS) engloba a construção de imóvel feito sob encomenda para uso específico de certa corporação (futura locatária do imóvel), em conjunto com um contrato de locação de longo prazo. O empreendedor concebe o imóvel com as especificações técnicas e de localização para atender às necessidades da corporação, que fica como locatária, se comprometendo a honrar com os aluguéis firmados no contrato de longo prazo (GREGÓRIO, 2010).

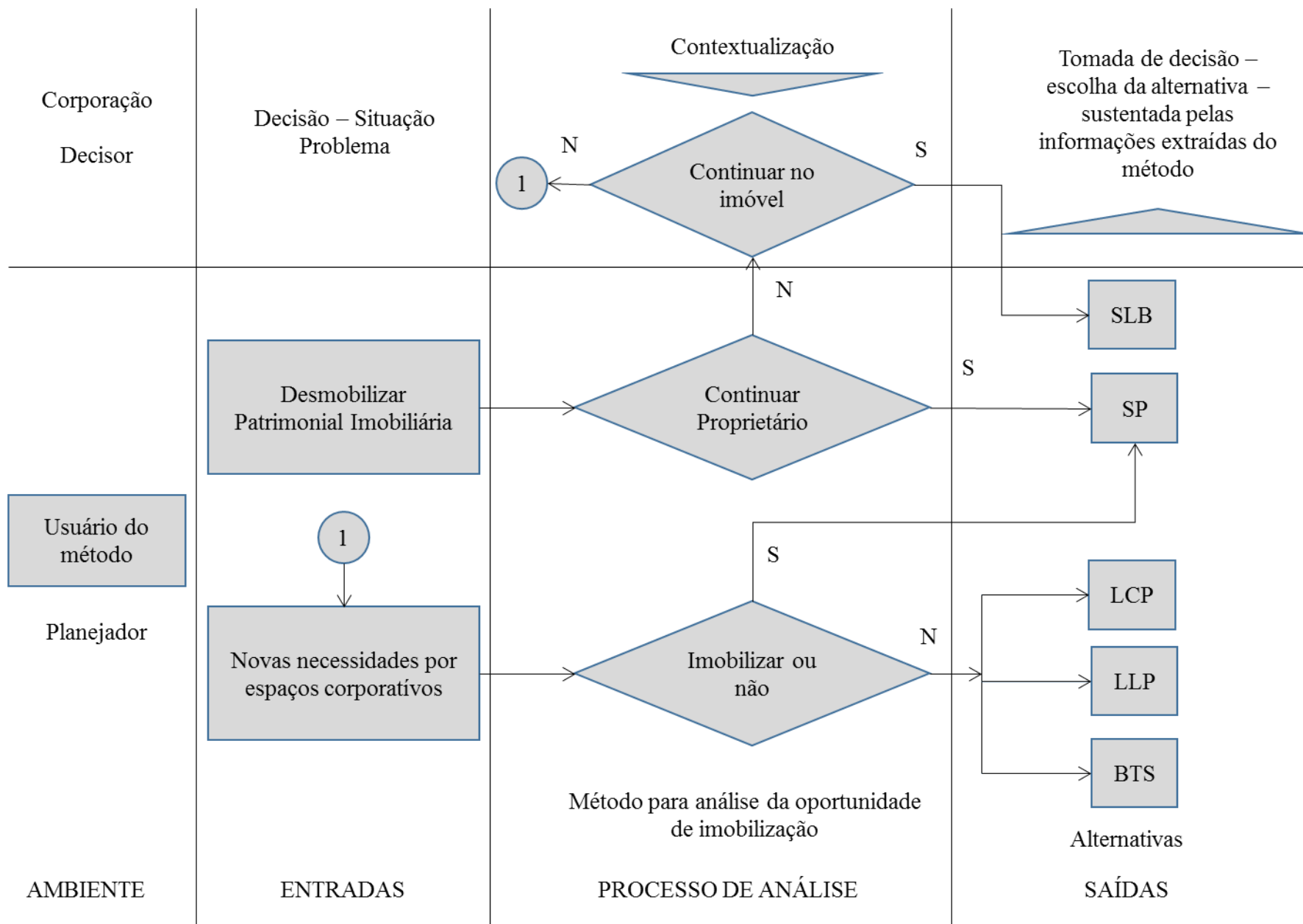


Figura 2. Objetivo do Artigo. Fonte: Adaptado pelo autor (Gregório, 2010).

2.1 Metodologia para a configuração do método

Gregório (2010) estabelece que as referências qualitativas, somadas às referências quantitativas estruturadas em uma ferramenta de apoio à decisão, configuram o MAOI (Método para Análise da Oportunidade de Imobilização de Imóveis Corporativos), demonstrado com a Figura 3. Este método permite a ponderação entre critérios qualitativos, relacionados ao uso do espaço e quantitativos, relacionado às estratégias de investimento e políticas das corporações, na escolha da solução mais adequada, em razão dos objetivos estratégicos e das necessidades operacionais de cada corporação.

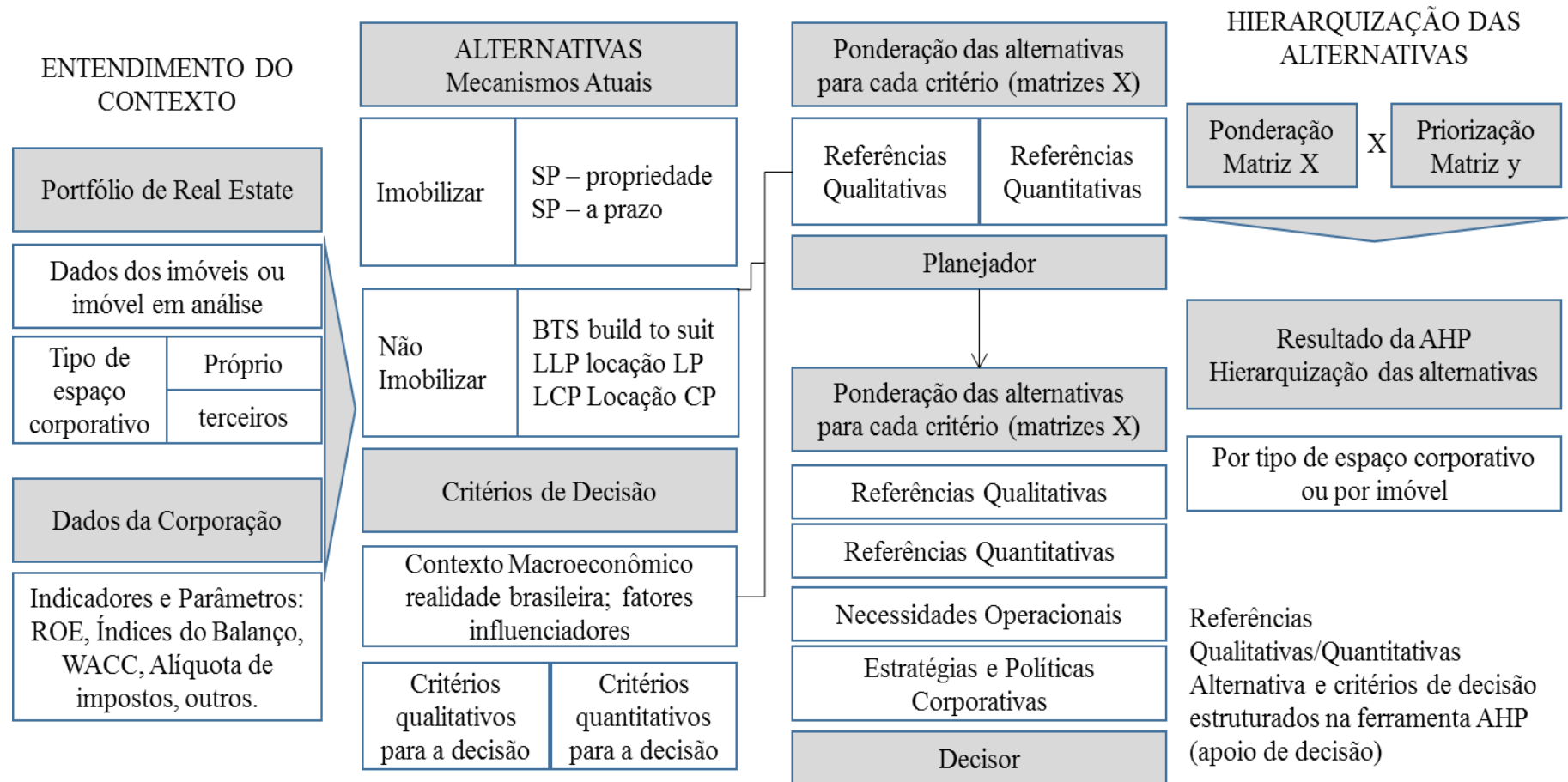


Figura 3. Rotinas do Método para Análise da Oportunidade de Imobilização em Imóveis Corporativos (MAOI). Fonte: Adaptado pelo autor (Gregório, 2010).

A decisão pela imobilização, ou não, no *real estate* corporativo, resulta de um processo de análise de multicritérios. O presente artigo utilizou a ferramenta de apoio à decisão conhecida como Processo de Análise Hierárquica, na qual cada critério fornece alternativas que são escolhidas de acordo com as estratégias de cada empresa.

2.2 Análise Quantitativa – Critérios de decisão mensuráveis

A análise quantitativa fornece indicadores relevantes à decisão pela imobilização ou não no *real estate* corporativo. Cada corporação possui uma estratégia à imobilização de recursos financeiros. Segundo Gregório (2010), devem ser realizadas as seguintes análises:

- i. Perdas e ganhos de oportunidades no negócio principal;
- ii. Impactos nos índices financeiros da corporação, como índice de liquidez e endividamento;
- iii. Redução dos impactos tributários, na escolha por cada uma das alternativas.

2.3 Análise Qualitativa – Priorização dos critérios por parte das partes interessadas

A ferramenta utilizada para estruturar as referências qualitativas e quantitativas dos MAOI é o Processo de Análise Hierárquica (AHP – *Analytic Hierarchy Process*). Este método foi desenvolvido por Saaty (1980) com a função de estruturar decisões de maneira hierárquica. Os modelos devem incluir todos os fatores mensuráveis importantes (quantitativos e qualitativos), que podem ser tangíveis ou intangíveis e possíveis de serem comparados e ponderados.

A principal função da análise hierárquica é aumentar a objetividade e diminuir a subjetividade da decisão. Através da divisão da decisão em partes menores, com a comparação e a correlação entre os critérios é possível uma melhor escolha de acordo com a priorização dos critérios por parte de cada corporação.

A vantagem de cada ferramenta é permitir às partes interessadas atribuir pesos relativos para os critérios e compará-los entre si de acordo com a escala estabelecida por Saaty. Uma matriz de comparação para n elementos é demonstrada da seguinte forma: $A = [a_{ij}]$, onde $a_{ij} = 1 / a_{ji}$. Deste modo, faz-se a elaboração de uma matriz de comparação, como exemplificado com a Tabela 1. Todos os critérios são comparados e correlacionados conforme a escala estabelecida por Saaty, demonstrada na Tabela 2. Esta escala pode ser vista também na Norma ASTM 1765-2011 – *Standard Practice for Applying Analytical Hierarchy Process (AHP) to Multiattribute Decision Analysis of Investments Related to Buildings and Building Systems*.

Tabela 1. Matriz das Alternativas.

MATRIZ DE COMPARAÇÃO DAS [alternativas]				
Alternativas	A ₁	A ₂	...	A _n
A ₁	1	a ₁₂		a _{1n}
A ₂	a ₂₁ =1/a ₁₂	1		a _{2n}
...			1	
A _n	a _{n1} =1/a _{1n}	a _{n2} =1/a _{2n}		1
∑ Pesos (T)	1+a ₂₁ ...+a _{n1}			a _{n1} +a _{2n} +...+1

Fonte: Gregório (2010).

Tabela 2. Escala de Notas

ESCALA DE VALORES PARA COMPARAÇÃO	
Nota a ser atribuída	Importância Atribuída
1	As duas alternativas comparadas atendem igualmente ao atributo
3	Alternativa X aparenta atender melhor ao atributo que Y
5	Alternativa X atende melhor ao atributo que Y
7	Alternativa X atende bem melhor ao atributo que Y
9	Alternativa X atende excepcionalmente melhor ao atributo que Y
2, 4, 6, 8	Escalas intermediárias para atribuição de nota

Fonte: Adaptados pelos autores (Saaty, 1991)

Segundo Saaty (2008), se todos os julgamentos forem perfeitos em todas as comparações, faz-se verdadeira a seguinte condição: $A_{ik} = a_{ij} \cdot a_{jk}$, para todo i, j, k . O elevado número de comparações pode levar as partes interessadas a conferir gradientes de importância de maneira diferente para uma alternativa em comparação a várias outras. O mesmo autor apresenta também um índice de consistência (IC) para a avaliação da matriz de comparação entre os vários fatores. O índice de consistência é representado na Equação 1.

$$IC = \frac{(\lambda_{\max} - n)}{(n-1)} \tag{1}$$

Onde:

λ_{\max} = autovetor obtido da multiplicação de duas matrizes – a primeira formada a partir do autovetor (peso relativo) e a segunda pela soma dos valores atribuídos na matriz de comparação.

n = ordem da matriz quadrada

Saaty apresenta também o índice de aleatoriedade, que consiste em um índice de consistência randômico (IR) gerado para matrizes aleatórias de diferentes dimensões, descritos na Tabela 3.

Tabela 3. Valores de índice de consistência randômico (em função da ordem da matriz):

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
CA	0,00	0,00	0,58	0,90	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49	1,51

Fonte: Laboratório Nacional de *OakRidge*

Com o índice de consistência randômico (IR) e com o índice de consistência (IC), obtém-se pela Equação 2 a razão de consistência (RC):

$$RC = \frac{IC}{IR} \tag{2}$$

De acordo com Saaty (2008), uma razão de consistência menor ou igual a 0,1 pode ser considerada aceitável para a análise.

2.4 Estudo de caso

O caso selecionado para estudo foi uma empresa de tecnologia de informação aplicada à construção civil incubada dentro da Universidade Federal do Paraná. Trata-se de uma empresa com um perfil inovador na área de tecnologia da informação, destacada nacionalmente como referência na área de *BIM – Building Information Modeling*.

De acordo com as normas da ANPROTEC (Associação Nacional de Entidades Promotoras de Empreendimentos Inovadores), uma empresa pode permanecer na incubadora durante o período de seis meses no Programa de Pré-Incubação e três anos na incubação. A empresa estudada iniciou a sua operação dentro da universidade em 2013, contando com mais dois anos para continuar suas atividades dentro da universidade. Deste modo, suas dependências não podem ser alienadas de maneira que, a hipótese *Sale Leaseback*, que consiste na venda do imóvel da corporação, seguida de um contrato de longo prazo com o investidor, foi desconsiderada para o estudo.

A Figura 4 apresenta a estrutura da análise hierárquica com as alternativas e critérios selecionados, baseados no trabalho de Gregório (2010). A estrutura apresenta um nível hierárquico composto por oito critérios, divididos em aspectos qualitativos e quantitativos, sendo que para cada um há quatro alternativas.

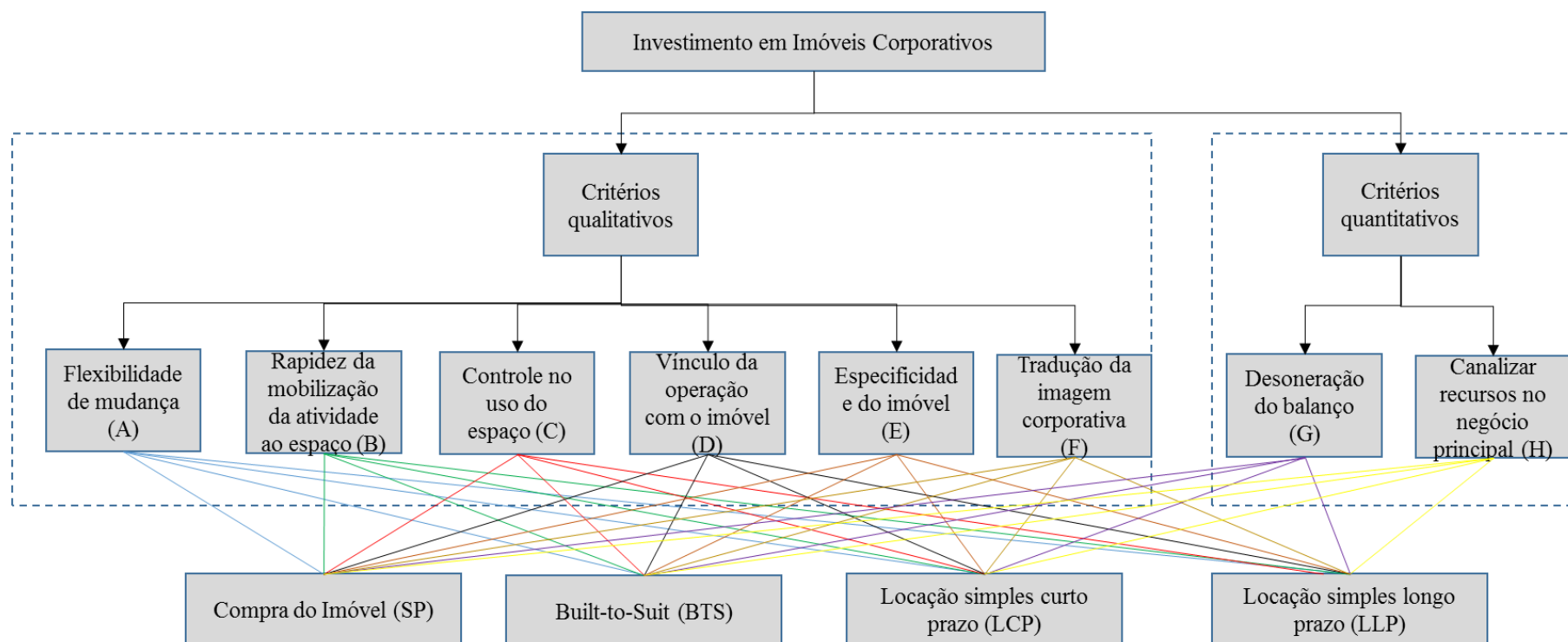


Figura 4. Estrutura da Análise Hierárquica

A Tabela 4 apresenta um breve comentário sobre cada critério selecionado, facilitando o entendimento dos critérios utilizados pelo proprietário da empresa incubada para o preenchimento do questionário.

Tabela 4. Critérios de Decisão

Critérios de Decisão		
Critérios relacionados ao uso do espaço corporativo (critérios qualitativos)	Flexibilidade de Mudança (A)	Importância da facilidade (prazo e custo) da corporação em mudar de espaços corporativos para atender as variações nas necessidades operacionais, como alterações na quantidade de área, de localização e/ou na demanda operacional do espaço.
	Rapidez na mobilização da atividade ao espaço (B)	Importância do breve início da atividade operacional no espaço (para atender aumento de demanda, crescimento da produção, etc.)
	Controle operacional no uso do espaço corporativo (C)	Importância da liberdade de intervenções durante o uso (infraestrutura, layout, envoltória externa) para atender as alterações na demanda operacional (considerando espaços que permitam tecnicamente essas intervenções).
	Vínculo da operação com o imóvel (D)	Importância estratégica do imóvel pelos seguintes aspectos: a atividade nele executada tem dependência direta; a localização é estratégica (aspectos logísticos, geográficos e mercadológicos) e/ou o investimento imobilizado nas instalações do local é expressivo.
	Especificidade do imóvel (E)	Importância do atendimento a todas as especificidades demandadas à operação realizada no imóvel, como: particularidades na localização, funcionalidade e/ou arquitetura do espaço (que dificultam a sua disponibilidade no mercado já pronto para locação).
	Oportunidade de tradução da imagem corporativa (F)	Importância da tradução da imagem corporativa para a operação realizada no espaço. Essa tradução pode ser na escolha da localização do empreendimento, no ambiente interno (quando pronto e disponível para locação), e no ambiente externo, por meio de elementos que vinculem o imóvel à corporação (arquitetura da fachada, acabamento externo e logomarca).
Critérios relacionados às estratégias de investimento e política da corporação (critérios quantitativos)	Canalização de recursos em oportunidades do negócio principal (G)	A canalização de recursos pode ser um atributo priorizado quando se vislumbra oportunidades estratégicas no negócio principal.
	Desoneração do balanço (H)	Importância da melhora nos índices do balanço da corporação, como: índices de liquidez, índices de endividamento, entre outros.

Fonte: Gregório, 2010

No presente artigo, foi utilizado o protocolo de coleta de dados apresentado por Gregório (2010), o qual possibilitou o levantamento de dados da corporação seguindo uma entrevista, cujos resultados se encontram resumidos na Tabela 5 e em um questionário no qual o planejador comparou vários critérios preestabelecidos entre si, atribuindo notas seguindo valores estabelecidos por Saaty, na Tabela 2.

Tabela 5. Descrição do contexto

Descrição do contexto: Decisão de imobilização ou não no <i>real estate</i> para um novo espaço corporativo a ser utilizado	
Setor de Atuação	Construção Civil
Estágio da empresa	Incubação (Desenvolvimento de produtos)
Tipo de espaço corporativo	Sede única da empresa, sala disponibilizada pela UFPR/CESEC - Centro de Estudos de Engenharia Civil
Incertezas quanto ao uso do espaço	Melhor localização para clientes e funcionários
Especificidade requerida no espaço	Espaço aberto, com luminosidade correta e acessibilidade
Disponibilidade do imóvel no mercado	Difícil, pois grandes espaços são encontrados em prédios novos, de alto custo
Imóvel	Monousuário
Atividade realizada	Administrativa, produção e área de clientes
Intervenções predominantes durante o uso	Redes de internet e equipamentos de multimídia
Importância do imóvel	Solidez da empresa, melhor estrutura para funcionários
Rating da corporação	Referência na utilização da tecnologia BIM no Brasil
Tradução da imagem desejada	Empresa inovadora, competente e comprometida
Início das atividades no novo espaço	Deve ocorrer no prazo de 1 ano
Condição na opção pela imobilização	Financiamento bancário
Situação do balanço	Em consolidação
Renda relativa do capital de giro ativado	-
Instrumento jurídico preferido para as alternativas de não imobilização	Contrato de locação em longo prazo

A partir da descrição do contexto e dos resultados obtidos com o questionário, foram estabelecidos graus de importância para cada critério de decisão, por sua vez comparados e ponderados, por meio da matriz de comparação das alternativas quantitativas e qualitativas.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir das respostas obtidas em entrevistas a profissionais do setor de *real estate*, descrito no estudo de Gregório (2010), foram calculados os pesos devido à relevância da alternativa para cada critério de decisão, conforme demonstrado pela Tabela 6.

Tabela 6. Matriz de comparação para o critério de decisão Flexibilidade de Mudança.

Flexibilidade de Mudança	Compra do imóvel	<i>Built-to-Suit</i>	Locação a curto prazo	Locação a longo prazo	Σ linha	Peso da Variável
Compra do Imóvel	1,00	2,00	0,13	0,20	3,33	8,65%
<i>Built-to-Suit</i>	0,50	1,00	0,11	0,17	1,78	4,63%
Locação a curto prazo	8,00	9,00	1,00	3,00	21,00	54,64%
Locação a longo prazo	5,00	6,00	0,33	1,00	12,33	32,09%
Σ peso da matriz	14,50	18,00	1,57	4,37	38,44	1,00

Fonte: Adaptados pelos autores (Gregório, 2010)

Todavia, tendo em vista que a apresentação de todos os critérios de decisão individualmente acarretaria em excesso de informação neste artigo, foi elaborada, em forma de resumo, a Tabela 7, que apresenta, a partir de valores obtidos pelo método exemplificado na Tabela 6, um resumo do peso das variáveis estudadas e o peso individual de cada critério de decisão.

Tabela 7. Tabela compilada com as Matrizes de Comparação

Critérios	Peso da variável			
	Alternativas			
	(1)	(2)	(3)	(4)
Flexibilidade de Mudança (A)	8,65%	4,63%	54,64%	32,09%
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço (B)	22,94%	6,31%	38,24%	32,50%
Controle no uso do espaço (C)	49,67%	32,24%	3,93%	14,16%
Vínculo da Operação com Imóvel (D)	43,43%	30,40%	4,22%	21,95%
Especificidade do imóvel (E)	34,31%	43,20%	3,56%	18,93%
Tradução da imagem corporativa (F)	32,39%	32,39%	6,88%	28,34%

Fonte: Adaptados pelos autores (Gregório, 2010)

São mostrados na Tabela 8 a importância entre os critérios de decisão, na

Critérios	9	7	5	3	1	3	5	7	9	
Flexibilidade de Mudança					x					Rapidez na Mobilidade da Atividade ao Espaço
Flexibilidade de Mudança				x						Controle de uso do espaço
Flexibilidade de Mudança				x						Vínculo da operação com o imóvel
Flexibilidade de Mudança				x						Especificidade do imóvel
Flexibilidade de Mudança					x					Tradução da imagem corporativa
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço			x							Controle no uso do espaço
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço					x					Vínculo da operação com o imóvel
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço					x					Especificidade do imóvel
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço					x					Tradução da imagem corporativa
Controle no uso do espaço					x					Vínculo da operação com o imóvel
Controle no uso do espaço					x					Especificidade do imóvel
Controle no uso do espaço						x				Tradução da imagem corporativa
Vínculo da Operação com Imóvel					x					Especificidade do imóvel
Vínculo da Operação com Imóvel						x				Tradução da imagem corporativa
Especificidade do imóvel					x					Tradução da imagem corporativa

Tabela 9, a matriz de comparação entre os critérios qualitativos, enquanto que na Tabela 10 são comparados os critérios quantitativos. Todos são pontuados de acordo com a escala de notas elaboradas por Saaty.

Cabe reforçar que os critérios adotados como quantitativos referem-se ao desempenho econômico enquanto os critérios qualitativos tratam do desempenho técnico da edificação.

Tabela 8. Importância entre critérios de decisão desenvolvido pelas partes interessadas de acordo com os valores estabelecidos por Saaty (1991)

Critérios	9	7	5	3	1	3	5	7	9	
Flexibilidade de Mudança					x					Rapidez na Mobilidade da Atividade ao Espaço
Flexibilidade de Mudança				x						Controle de uso do espaço
Flexibilidade de Mudança				x						Vínculo da operação com o imóvel
Flexibilidade de Mudança				x						Especificidade do imóvel
Flexibilidade de Mudança					x					Tradução da imagem corporativa
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço			x							Controle no uso do espaço
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço					x					Vínculo da operação com o imóvel
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço					x					Especificidade do imóvel
Rapidez da Mobilização da Atividade ao Espaço					x					Tradução da imagem corporativa
Controle no uso do espaço					x					Vínculo da operação com o imóvel
Controle no uso do espaço					x					Especificidade do imóvel
Controle no uso do espaço						x				Tradução da imagem corporativa
Vínculo da Operação com Imóvel					x					Especificidade do imóvel
Vínculo da Operação com Imóvel						x				Tradução da imagem corporativa
Especificidade do imóvel					x					Tradução da imagem corporativa

Tabela 9. Matriz de comparação entre os critérios qualitativos

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	Σ linha	Peso da Variável
(A)	1,00	1,00	0,33	0,33	0,33	1,00	4,00	0,90
(B)	1,00	1,00	0,20	1,00	1,00	1,00	5,20	0,11
(C)	3,00	5,00	1,00	1,00	1,00	3,00	14,00	0,30
(D)	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	11,00	0,23
(E)	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	8,00	0,17
(F)	1,00	1,00	0,33	0,33	1,00	1,00	4,67	0,10

Tabela 10. Matriz de comparação entre os critérios quantitativos

	(G)	(H)	Σ linha	Peso da Variável
(G)	1,00	3,00	4,00	0,75
(H)	0,33	1,00	1,33	0,25

Os dados foram compilados e testados seguindo as técnicas reportadas por Saaty (2008). Após o cálculo do autovalor da matriz de decisão ($\lambda_{máx}$) foi calculado o índice de consistência da matriz de decisão utilizando a equação 1.

- Índice de Consistência para os critérios qualitativos:

$$IC = \frac{(\lambda_{máx} - N)}{N - 1} = 0,07489$$

- Índice de Consistência para os critérios quantitativos:

$$IC = \frac{(\lambda_{m\acute{a}x} - N)}{N - 1} = 0,00$$

Costa (2006) propõe a utilização de um índice de consistência randômico (IR), conforme Tabela 3 para uma matriz recíproca de ordem n com elementos não negativos e gerados randomicamente.

Ao utilizar dados obtidos do índice de consistência e o índice de consistência randômico na equação 2, se obteve a razão de consistência (RC).

- Razão de Consistência para os critérios qualitativos:

$$RC = \frac{IC}{IR} = \frac{0,007489}{1,24} = 0,06039$$

- Razão de Consistência para os critérios quantitativos:

$$RC = \frac{IC}{IR} = \frac{0,00}{0,00} = 0,00$$

Com isto, o valor da razão de consistência encontra-se, segundo Saaty (2008), dentro do valor recomendado, ou seja, $RC < 0,1$. Ao comparar os resultados entre a razão de consistência calculada e a razão de consistência estabelecida por Saaty, observa-se que os valores fornecidos pelo proprietário da empresa incubada dentro da Universidade Federal do Paraná possuem consistência.

Para verificar a alternativa que melhor atende à empresa estudada, correlacionou-se os critérios estabelecidos com as alternativas possíveis. Em seguida, foram aplicados os pesos de cada critério para cada valor correlacionado para encontrar a alternativa que melhor atende as necessidades da empresa, ou seja, aquela com maior pontuação. A Tabela 11 mostra o desempenho relativo quanto aos critérios qualitativos.

Tabela 11. Desempenho Relativo Quanto aos Critérios Qualitativos

Critérios	Compra do imóvel (CI)	Built-to-Suit (BTS)	Locação em curto prazo (LCP)	Locação em longo prazo (LLP)	Peso da Variável (PV) (%)
(A)	0,16	0,08	1,00	0,59	8,72
(B)	0,60	0,17	1,00	0,85	11,34
(C)	1,00	0,65	0,08	0,29	30,52
(D)	1,00	0,70	0,10	0,51	21,80
(E)	0,79	1,00	0,08	0,44	17,44
(F)	1,00	1,00	0,21	0,88	10,17

(Continuação da Tabela 10)

Critérios	(CI x PV)	(BTS x PV)	(LCP x PV)	(LLP x PV)
(A)	1,38	0,74	8,72	5,12
(B)	6,80	1,87	11,34	9,64
(C)	30,52	19,81	2,42	8,70
(D)	21,80	15,26	2,12	11,02
(E)	13,85	17,44	1,44	7,64

(F)	10,17	10,17	2,16	8,90
Índice de Desempenho (Σcoluna)	84,53	65,30	28,20	51,03

Enquanto que a Tabela 12 mostra o desempenho relativo referente aos critérios quantitativos.

Tabela 12. Desempenho Relativo quanto aos critérios quantitativos

Crítérios	Compra do imóvel (CI)	Built-to-Suit (BTS)	Locação em curto prazo (LCP)	Locação em longo prazo (LLP)	Peso da Variável (PV) (%)
(G)	0,25	1,00	1,00	1,00	0,75
(H)	0,21	1,00	0,88	1,00	0,25
Crítérios	(CI x PV)	(BTS x PV)	(LCP x PV)	(LLP x PV)	
(G)	18,75	75,00	75,00	75,00	
(H)	5,16	25,00	21,88	25,00	
Índice de Desempenho	23,91	100,00	96,88	100,00	

Desta forma, para melhor visualização, a Tabela 13 mostra de forma decrescente, os resultados de atratividade econômica obtidos para as alternativas avaliadas no estudo de caso.

Tabela 13. Atratividade econômica

Alternativas	Índice de Desempenho Econômico (25%)	Índice de Desempenho Técnico (75%)	Avaliação (100%)
<i>Built-to-Suit</i>	100	65,30	73,97
Compra do imóvel	23,91	84,53	69,37
Locação em longo prazo	100	51,03	63,28
Locação em curto prazo	96,88	28,20	45,37

A alternativa mais viável para o caso selecionado, conforme verificado pelo uso do método da análise hierárquica, portanto, é o *Built-to-Suit*. Todavia, como verificadona entrevista para a contextualização da empresa, a alternativa preferencial da mesma seria a locação em longo prazo. A alternativa de preferência da empresa obteve o terceiro maior índice, atendendo, boa parte dos anseios da empresa incubada.

4. CONCLUSÕES

Este artigo foi escrito com base na utilização do método de análise hierárquica para a decisão sobre a imobilização ou não de ativos em imóveis. O método escolhido fornece parâmetros para a melhor avaliação de alternativas baseados em critérios quantitativos e qualitativos não mensuráveis. No processo qualitativo correlaciona-se todos os critérios, atribuindo-lhes notas de acordo com a escala proposta por Saaty.

O resultado final desta análise fornece índices numéricos que permitem definir de forma sistêmica a melhor alternativa para o caso estudado, tendo em vista que a empresa incubada dentro da Universidade Federal do Paraná tem, segundo a ANPROTEC, três anos para se permanecer instalada na Universidade.

Neste estudo de caso a alternativa que apresentou o melhor desempenho foi a *Built-to-suit*, que atende de forma mais ampla as necessidades da empresa. Embora, de acordo com a entrevista para a contextualização da empresa, esta tenha preferido um contrato de locação em longo prazo. Esta opção de preferência, no entanto, obteve o terceiro maior índice, atendendo, boa parte dos anseios da empresa incubada, porém, não de forma mais eficaz.

A opção por *Built-to-suit* (BTS), apesar de abranger de forma mais eficaz os anseios da empresa estudada, pode não ser a melhor alternativa, uma vez que, a operação BTS engloba a construção de um imóvel feito sob encomenda para o uso específico da empresa, atrelando a mesma a um contrato de locação em longo prazo. Cabe à empresa encontrar investidores que assumam a construção deste imóvel, os quais geralmente, utilizam desta modalidade como parte da carteira de investimentos apenas para grandes áreas locadas (um imóvel com grandes dimensões ou vários imóveis de menor dimensão) para o mesmo cliente.

Nada obstante, ambas as alternativas, melhor opção (*Built-to-suit*) e preferência da empresa (locação em longo prazo), são semelhantes no que tange a decisão de não imobilizar o capital na compra de um imóvel.

Cabe salientar que o método utilizado, tratou, intrinsecamente, de entrevistas com representantes da empresa, de modo que seus resultados se constituem, essencialmente, em dados subjetivos, uma vez que a entrevista é um método sujeito a subjetividade. Desta forma, variações extrínsecas, como o nível de estresse do entrevistado no momento da avaliação das respostas, entre outros, podem influenciar diretamente na consistência dos resultados obtidos.

Ressalta-se também que este trabalho teve por objetivo avaliar a melhor solução para uma empresa, de modo que, o resultado obtido não necessariamente representa um universo estatístico de empresas do mesmo porte, área de atuação, etc. Contudo, o método utilizado pode ser aplicado para qualquer estudo relacionado.

5. REFERÊNCIAS

ANPROTEC, (2014), *Associação nacional de entidades promotoras de empreendimentos inovadores*, dados extraídos do site <<http://anprotec.org.br/>> em 12/05/2014.

ATSM: E 1765-11. *Standard Practice for applying Analytical Hierarchy Process (AHP) to multiattribute decision analysis of investments related to buildings and building systems*.

Bueno, C. (2014), “*Alianças estratégicas em real estate – Dificuldades e vantagens que podem ser transformadas em aprendizado para o setor*”, Núcleo de Real Estate – Real Estate Research Group, Revista Construção Mercado, n.152, p.50-52.

Costa, H. G. (1992), “*Introdução ao método de análise hierárquica (análise multicritério no auxílio à decisão)*”, 1ª. Edição. (Niterói, Brazil), p. 104.

Gabriel, L. A. G., (2014), “*Estruturas de funding para empreendimentos built-to-suit no Brasil*”, Revista Construção Mercado, n.152, p. 3.

Gregório, C. A. G. (2010), “*Método para análise da oportunidade de imobilização em imóveis corporativos*”, Thesis (Doctorate degree) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, p. 323.

Gregório, C. A. G., (2011), “*Uso da ferramenta AHP (Analytic Hierarchy Process) para análise da oportunidade de imobilização em imóveis corporativos*” EPUSP (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/564), p. 39.

Jones Lang La Salle, (2014), “*Pesquisa global da Jones Lang La Salle mostra potencial para terceirização imobiliária na América Latina*”, dados extraídos do site <<http://www.jll.com.br/brazil/pt-br/noticias/268/pesquisa-global-da-jones-lang-lasalle-mostra-potencial-para-terceiriza%C3%A7%C3%A3o-imobili%C3%A1ria-na-am%C3%A9rica-latina>> em 05/05/2014

Medeiros, M. H. F. (2014), “*Material de aula do professor Dr. Marcelo Henrique Farias de Medeiros*”.

- Rocha Lima Jr, J., (1998), “*Decidir sobre investimentos no setor da construção civil*”, EPUSP (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/200), p. 28.
- Rocha Lima Jr, J., (1999), “*Novos produtos financeiros e o mercado imobiliário: investimento via títulos de securitização*”, in. I Seminário da Latin American Real Estate Society, São Paulo: SP (Brazil), (1999), p. 24.
- Saaty, T. L. (2008) “*Decision making with the analytic hierarchy process*”, Int. J. Services Sciences, Vol. 1, No. 1, 2008. p. 16.
- Saaty, T. L.; Vargas, L. G., (2000), “*Models, methods, concepts and applications of the analytic hierarchy process*”, (Boston: Kluwer Academic Publishers), p. 346.
- Saaty, T. L., (2008), “*The analytic hierarchy and analytic network measurement process: Applications to decisions under risk*”, European Journal of Pure and Applied Mathematics, Vol. 1, No. 1, p. 1063.
- Saaty, T. L., (1980), “*The analytic hierarchy process*”, (NY, USA: McGraw-Hill).