

Revista Latino-americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção

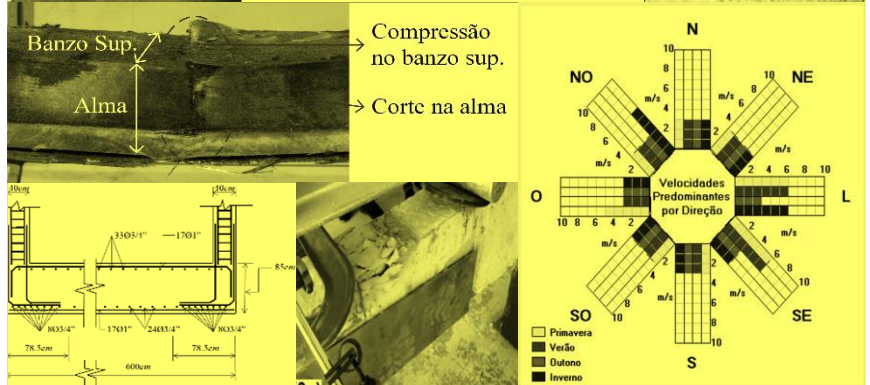
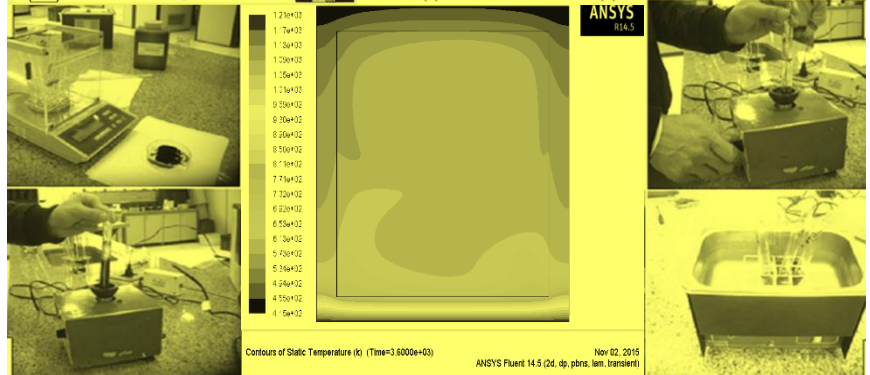
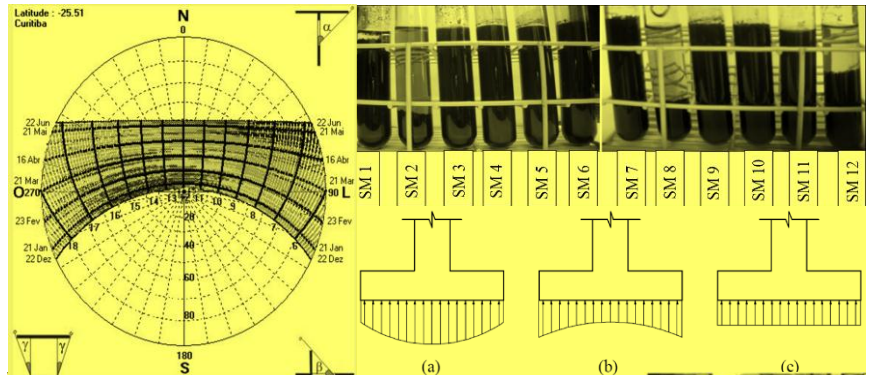
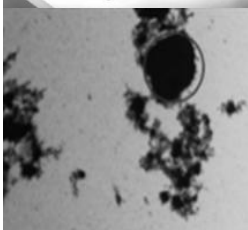
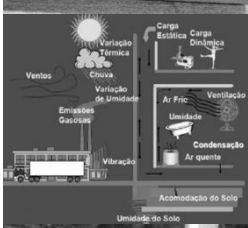
Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2>
revistaalconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volume 6

Maio - Agosto 2016

Número 2



Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção

<http://www.revistaalconpat.org>



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 V6N2 começa com um trabalho do **Brasil**, onde C. G. N. Marcondes y M. H. F. Medeiros demonstram que a análise hierárquica é uma ferramenta eficiente na investigação da eficiência da dispersão de nanotubos de carbono em uma mistura de água no concreto. Foram estudados doze tipos de dispersões para nanotubos de carbono de parede múltipla, tanto em forma de pó quanto já dispersos em água em meio aquoso com vários produtos químicos.

No segundo trabalho, do **México**, L. Y. Gómez-Zamorano y C. E. Castillo-Linton nos falam sobre a avaliação do efeito da adição de nanopartículas de sílica (NS) a duas matrizes cimentícias, base de cimento Portland comum e sulfoaluminoso de cimento, com o fim de estabelecer sua influência nas propriedades mecânicas e resistência química desses materiais. Para isso, os NS foram adicionados em dosagens de 0,30% a 5,0% em peso. Os resultados indicaram que a resistência à compressão e ataque químico por sulfatos, são melhorados devido à adição de NS.

No terceiro artigo do **Brasil**, P. Valentini y C. S. Kazmierczak analisam as manifestações patológicas que podem ocorrer em revestimentos cerâmicos, como a perda de aderência, que é considerada a mais grave devido ao risco de acidentes por queda e ao alto custo de reparar. O objetivo deste trabalho foi avaliar a influência das propriedades de diferentes placas cerâmicas, aplicadas com dois tipos de argamassa e submetidas a três diferentes condições de cura (estabelecidas pela ABNT 14.081-4: 2012), sobre a resistência à adesão do sistema de revestimento. Observou-se que o tipo de cura é a variável que mais influencia a resistência à adesão, seguida do tipo de argamassa utilizada.

O quarto artigo, de Néstor F. Ortega e colegas, vem da **Argentina**; trata dos resultados obtidos pela exposição de vigas de concreto armado submetidas a esforços de flexão a um processo acelerado de corrosão, que gera uma tensão de tração na armadura corroída. Os resultados mostraram a influência da espessura do revestimento de reforço no processo de corrosão e sua manifestação externa (quebra do revestimento),

considerando as mesmas necessidades mecânicas e necessidades mecânicas.

O quinto trabalho desta edição é escrito por Wellington Mazer e colegas do **Brasil**, com o objetivo de avaliar a incidência de manifestações patológicas em fachadas de edifícios, correlacionadas com a direção geográfica. Verificou-se que as manifestações patológicas nas fachadas aparecem em diferentes quantidades e direções, tendo identificado uma relação com a variação da temperatura e a direção do vento dependendo da orientação geográfica.

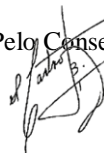
O sexto artigo de **Portugal** onde Tiago Morgado e colegas, apresentam um estudo sobre a resistência ao fogo de vigas fabricadas com perfis pultrudados de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP). Com os resultados obtidos, foi possível desenvolver um modelo numérico no software ANSYS FLUENT para simular a evolução do campo de temperatura na seção transversal e um modelo analítico para determinar a evolução da deformação das vigas.

O sétimo trabalho de Arnulfo Luévanos Rojas do **México** onde ele apresenta um modelo para o projeto de bases combinadas retangulares de fronteira com dois lados opostos restrito, tendo em conta a pressão real do solo sobre a superfície de contato do sapato. A abordagem matemática sugerida neste artigo produz resultados que têm uma precisão tangível para encontrar a solução mais econômica.

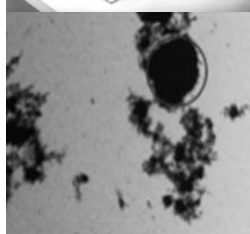
O artigo que encerra esta edição é de Caroline C. Deghenhard e colegas do **Brasil**, que apresentam um trabalho de reforço de aço estrutural externo através de placas de aço coladas com adesivo epóxi, é uma opção para aumentar a capacidade de carga de elementos de concreto reforçado. Como resultado, é apresentada uma comparação quanto ao desempenho das vigas.

Nesta V6 N2, a RA tem o prazer de aumentar sua taxa de publicação de 6 para 8 artigos por número, graças à participação entusiástica de seus autores e leitores. Deve-se notar que o RA agora tem números DOI para facilitar a indexação e localização das obras. Da mesma forma, a RA lançou um portal do OJS e um endereço mais fácil de usar para nossos leitores (www.revistaalconpat.org). Agradecemos aos autores que participam desta edição por sua disposição e esforço na apresentação de artigos de qualidade e no cumprimento dos prazos estabelecidos.

Pelo Conselho Editorial



Pedro Castro Borges
Editor in Chief



SUMÁRIO

Página

- C. G. N. Marcondes, M. H. F. Medeiros:** Análise da dispersão de soluções contendo nanotubos de carbono para uso em concretos de Cimento Portland. 84
- L. Y. Gómez-Zamorano, C. E. Castillo-Linton:** Modificação das propriedades de matrizes cimentícias através da adição de partículas de nanossílica. 101
- P. Valentini, C. S. Kazmierczak:** Avaliação da aderência de placas cerâmicas aplicadas como revestimento de fachada. 116
- R. S. Meneses, J. M. Moro, R. R. Aveldaño, N. F. Ortega:** Influência da espessura de cobrimento dos elementos de concreto armado expostos a processos de corrosão e submetidos a cargas externas. 129
- W. Mazer, L. M. R. Silva, E. Lucas, F. C. M. Santos:** Avaliação de manifestações patológicas em edifícios em função da orientação geográfica. 145
- T. Morgado, J. R. Correia, N. Silvestre, F. Branco:** Resistência ao fogo de perfis pultrudidos de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) para aplicações em reabilitação: Estudo experimental, numérico e analítico. 157
- A. Luévanos Rojas:** Um novo modelo para o projeto de sapatas associadas retangulares de divisa com dois lados opostos restringidos. 173
- C. C. Deghenhard, T. Teixeira, A. Vargas, M. Vito, Â. C. Piccinini, B. Do Vale Silva:** Análise experimental de distintas configurações de chapa metálica no reforço à flexão em vigas de concreto armado. 190



Análise da dispersão de soluções contendo nanotubos de carbono para uso em concretos de cimento Portland

C. G. N. Marcondes¹; M. H. F. Medeiros²

¹ Pontifical Catholic University of Paraná (PUCPR), Brazil.

² Department of Civil Engineering, Federal University of Paraná, Brazil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.131>

Artículo recibido el 29 de enero de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 14 de Abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo - Agosto 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 mayo 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

Os nanotubos de carbono (NTC) são estruturas nanométricas de carbono com formatos cilíndricos. Para uso em concretos, uma das dificuldades está na sua dispersão, foco deste trabalho. Foi usada uma ferramenta conhecida como análise hierárquica. Para investigar a eficiência da dispersão dos nanotubos de carbono na água de amassamento do concreto, foram estudadas 12 formas de dispersões em um meio aquoso contendo diversos produtos químicos. Foram utilizados os nanotubos de carbono de paredes múltiplas em forma de pó e os industrializados, já dispersos em água. O trabalho demonstrou que a ferramenta de análise hierárquica poderia se constituir em uma alternativa eficiente para a eleição da melhor dispersão, considerando os fatores de influência de forma sistêmica.

Palavras-chave: análise hierárquica; concreto; nanotubos de carbono.

ABSTRACT

Carbon nanotubes (CNTs) are nanometric carbon structures with cylindrical formats. For use in concretes, one of the difficulties is in its dispersion, focus this work. It used a tool known as hierarchical analysis to investigate the efficiency of the dispersion of carbon nanotubes in concrete kneading water.

Were studied 12 forms of dispersions in aqueous medium containing hum Miscellaneous Chemicals. Carbon nanotubes multi-walled in powder form and Processed already dispersed in water were used. The study showed that the hierarchical analysis tool might constitute an alternative to the election of the best choice among the available options, considering the factors of influence in a systemic way.

Keywords: analytical hierarchy process; concrete; carbon nanotubes.

RESUMEN

Los nanotubos de carbono (NTC) son estructuras nanométricas de carbono en formas cilíndricas. Para su uso en hormigón, una de las dificultades es su dispersión, enfoque de este trabajo. Se utilizó una herramienta conocida como análisis jerárquico para investigar la eficiencia de dispersión de los NTC en el agua de la mezcla de hormigón. Fueron estudiados 12 maneras de dispersiones en medio acuoso que contiene diferentes productos químicos. Se usaron los nanotubos de carbono de pared múltiple en forma de polvo y los ya procesados, dispersos en agua. El estudio mostró que la herramienta de análisis jerárquico podría constituir una alternativa eficaz para la elección de una mejor dispersión, teniendo en cuenta los factores que influyen en forma sistémica.

Palabras clave: proceso de análisis jerárquico; hormigón; nanotubos de carbón.

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

1. INTRODUÇÃO

Pesquisas nas áreas de cimento e nanotecnologia, tais como Makar et al. (2005), Gleize (2007), Nochaiya e Chaopanich (2011), mostraram que algumas adições de nano-compósitos podem permitir mudanças importantes nas propriedades de compósitos cimentícios, permitindo a produção de concretos mais resistentes, menos porosos e mais duráveis. Entre esses possíveis materiais encontra-se os nanotubos de carbono (NTC), foco principal deste artigo.

Nanotubos de carbono (NTC) são estruturas de carbono que, uma vez sintetizadas, obtêm forma cilíndrica em escala nanométrica e medem aproximadamente 3nm de diâmetro e 1000nm de comprimento, sendo que um nanômetro corresponde a $10E-9$ metros. (Couto, 2006).

Do ponto de vista estrutural, existem dois tipos de nanotubos de carbono: de parede única, consiste de uma única folha de grafeno enrolada sobre si própria para formar um tubo cilíndrico, e de paredes múltiplas, compreendendo um conjunto de nanotubos de carbono coaxiais, com várias folhas de grafeno enroladas em um tubo (Zarbin, 2007). Os de paredes simples (NTC) são mais difíceis de serem sintetizados, o que aumenta o seu custo e praticamente impede a sua aplicação em larga escala.

A adição de nanotubos de carbono em compostos de cimento é um tema que tem sido estudado por várias universidades brasileiras e internacionais e a justificativa para isso é que algumas pesquisas, atestam o bom desempenho de nanopartículas quando adicionadas a argamassas de cimento Portland e pastas. No entanto, ainda existem algumas barreiras a serem vencidas. De acordo com Batiston (2012), os dois principais desafios para a introdução de nanotubos de carbono em matrizes de cimento são: homogeneização e a distribuição de nanotubos de carbono na matriz e a interação de nanotubos de carbono com os compostos resultantes da hidratação do cimento.

Quanto à distribuição dos nanotubos de carbono a uma matriz cimentícia, vários métodos têm sido utilizados, com destaque para a sonorização e funcionalização de nanotubos de carbono utilizando mistura de ácido nítrico e sulfúrico. Uma dispersão adequada de nanotubos de carbono (CNT) é um pré-requisito para a sua utilização na melhoria das propriedades mecânicas dos compósitos à base de cimento (Sobolkina et al., 2012).

Para os pesquisadores Koshio et al. (2001), o ultra-som pode ser considerada uma tecnologia eficaz para a dispersão de nanotubos de carbono em água, óleos ou polímeros. Para eles, as forças de cisalhamento geradas por ultra-som superam as forças de atração entre as partículas de nanotubos, sendo capaz de separá-las.

Isto foi provado por Konsta et al. (2010), que conseguiu uma dispersão eficaz através da aplicação de energia ultra-sônica e o uso de um surfactante. Os resultados desta pesquisa mostram que houve dispersão adequada com a aplicação de energia ultra-sônica. Também ficou evidente neste estudo que os nanotubos de carbono de paredes múltiplas podem reforçar a matriz de cimento, visto que aumentam a quantidade de CSH e reduzem a porosidade. Essa contribuição é também devida à finura das partículas, o que resulta numa redução do tamanho do poro da pasta de cimento hidratado (Neville, 1996).

Como o uso de nanotubos de carbono em compostos de cimento revela-se um campo de estudo promissor e está em estágios iniciais, este estudo pretende contribuir para uma melhor compreensão sobre a eficiência de dispersão de nanotubos de carbono em soluções aquosas. Para selecionar as melhores adições para realizar a dispersão foi empregue a ferramenta de análise hierárquica, que será apresentada a seguir, e tem a vantagem de ser um método sistemático de escolha, no qual vários critérios podem ser avaliados de uma forma abrangente.

2. TEORIA DA ANÁLISE HIERÁRQUICA

O Processo Hierárquico Analítico, AHP, é uma das metodologias de análise multi-critérios que auxiliam a tomada de decisão em diversos campos do conhecimento humano. Na engenharia civil, o potencial da AHP tem sido pouco explorada, no entanto, é possível citar exemplos de estudos que utilizaram esta ferramenta como uma ferramenta de tomada de decisão, tais como: Marchezetti et al. (2011), no tratamento de resíduos domésticos; Lai et al. (2008), em projetos de obras públicas; Costa e Correa (2010), na avaliação da pós-ocupação de edifícios; Pereira, Medeiros e Levy (2012) e Mattana et al. (2012) em estudos sobre a reciclagem de resíduos de construção para a fabricação de concreto e argamassa.

De acordo com Costa (2002), o método proposto por Saaty no início dos anos 70 (Saaty, 1978), pode ser classificado como um dos métodos mais conhecidos e utilizados de análise multi -critério, visando a seleção/escolha de alternativas em um processo que considera diferentes critérios de avaliação.

Para o uso desta importante ferramenta que lida com problemas complexos de uma forma mais simplificada, elementos-chave são necessários para determinar a meta global: alternativas viáveis e o conjunto de critérios e atributos. É importante que o utilizador da técnica esteja ciente de que os critérios estabelecidos não causam um efeito de sobreposição uns sobre os outros e são capazes de cobrir todas as soluções para o problema.

A AHP permite considerar a subjetividade de alguns parâmetros e utiliza formas de julgamento para quantificar esses itens, de modo que os níveis hierárquicos são construídas. Os resultados são apresentados no formato de prioridades, permitindo a determinação da quantidade de uma alternativa, ou o seu grau de importância sobre as outras variáveis.

Esta avaliação influencia a qualidade e a eficácia dos resultados obtidos, uma vez que é da responsabilidade do avaliador a determinação da modelagem de alternativas e critérios, e o julgamento sobre os valores atribuídos nas avaliações envolvidas. Exigindo dos avaliadores conhecimento sobre o assunto de cada tópico.

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O foco do experimento desenvolvido é basicamente classificar a composição e o método de dispersão de nanotubos de carbono em solução aquosa. A razão para isto é que os nanotubos de carbono são previamente dispersos em água antes de sua adição na massa de concreto, assim a distribuição será mais homogênea do simplesmente se o pó com NTC fosse adicionado ao misturador no momento da fabricação de concreto. Com este enfoque, 12 alternativas de dispersão foram avaliadas pelo ponto de vista da turbidez, o diâmetro de formação de grupo e tendência de sedimentação. A Tabela 1 mostra o plano geral do experimento, com o número de amostras e a dosagem utilizada.

Tabela 1. Visão geral do experimento.

Sample	Description	Dosage
AM 1	NTC em pó com água	10g água + 0,03g de NTC
AM 2	NTC em pó com água e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 2% relativo a massa de água)	10g água + 0,03g de NTC + 0,2g de aditivo
AM 3	NTC em pó com água e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 1% relativo a massa de água).	10g água + 0,03g de NTC + 0,1g de aditivo
AM 4	NTC Aquacyl 0301 com água.	9,03g água + 1g de NTC Aquacyl 0301

AM 5	NTC Aquacyl 0301 com água e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1% relative a massa de água).	9,03g água + 1g de NTC Aquacyl 0301 + 0,1g de aditivo.
AM 6	NTC Aquacyl 0301 com água, NTC em pó e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - at 1% relative a massa de água).	9,57g água + 0,5g de NTC Aquacyl 0301 + 0,015g NTC em pó + 0,1g de aditivo
AM 7	NTC Aquacyl 0301 com água e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5% relative a massa de água).	9,03g água + 1g de NTC Aquacyl 0301 + 0,05g de aditivo.
AM 8	NTC Aquacyl 0301 com água, NTC em pó e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5% relative a massa de água).	10g água + 0,03g de NTC + 0,05g de aditivo.
AM 9	NTC Aquacyl 0301 com água e NTC em pó.	9,57g água + 0,5g de NTC Aquacyl 0301 + 0,015g NTC em pó
AM 10	NTC Aquacyl 0301 com água, NTC em pó e aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – at 0,5% relative a massa de água).	9,57g água + 0,5g de NTC Aquacyl 0301 + 0,015g NTC em pó + 0,05g de aditivo
AM 11	NTC em pó com goma arábica e água.	9,0g água + 1g Goma arábica + 0,03g NTC em pó
AM 12	CNT em pó e água com surfactante – Lauril Ether Sulfato de Sódio	– 10g água + 0,03g de NTC em pó + 0,1g de surfactante

3.1. Materiais

Os materiais utilizados foram: nanotubos de carbono (CNT), aditivo superplastificante, água destilada, goma arábica e lauril éter sulfato de sódio.

No caso de goma arábica, o fabricante não forneceu dados de caracterização química e mecânica, portanto, não é apresentada neste trabalho. O lauril sulfato de sódio Éter é basicamente um produto químico cuja fórmula é $\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{10}\text{CH}_2(\text{OCH}_2\text{CH}_2)_n\text{OSO}_3\text{Na}$. Ambos os materiais já haviam sido pesquisados por Ibarra et al. (2006) e Metaxa et al. (2012), respectivamente, que obtiveram bons resultados de dispersão. Os nanotubos de carbono utilizados nesta pesquisa foram adquiridos da empresa Nanocyl SA, localizada na Bélgica. O valor pago pelo produto em pó foi de 120 euros por quilo. Estes são os nanotubos de carbono de paredes múltiplas sintetizados pelo método de deposição de vapor químico, também chamado de CVD. Comercialmente os produtos são especificados com os nomes NC 7000 para a forma de pó e AQUACYL 0301, ao que já foi disperso em água. Ambos os casos foram utilizados neste estudo.

As Tabelas 2 e 3 mostram as informações físicas e químicas dos nanotubos de carbono utilizados neste estudo.

Para realizar o experimento, foi utilizado um superplastificante com base de policarboxilato. Policarboxilatos são macromoléculas utilizados como dispersantes em composições cimentícias de alta eficiência, reduzindo a viscosidade das suspensões e minimizando a quantidade de água utilizada para o processo (Mehta; Monteiro, 2013).

Tabela 2. NTC - Caracterização pelo fabricante.

Propiedades	Unidade	Valor
Diâmetro médio	nanometros	9,5
Comprimento médio	microns	1,5
Pureza de carbono	%	90
Óxido metálico	%	10
Área superficial	m ² /g	250-300
Densidade média	g/l	60

Tabela 3. Composição do produto pelo fabricante.

Componentes	% (peso)
Grafite sintetizado (NTC)	90%
Óxido de cobalto	< 1%
Outros	9%

O aditivo usado no experimento consiste num polímero de éter carboxílico modificado com uma concentração de sólidos de aproximadamente 49 %. O produto atende aos requisitos da norma ASTM C 494/2013 (tipo A e F) (2013), ASTM 1017/2007 (2007), NBR 11768/2011 (2011). Algumas das suas propriedades podem ser vistas na Tabela 4.

Tabela 4. Informações do aditivo pelo fabricante.

Dosagem recomendada (sob peso do cimento)	pH (ABNT 10908)	Massa específica (ABNT 10908)
0,3% a 2%	5,5 ± 1,0	1,10 ± 0,02 g/cm ³

3.2. Procedimento para preparação da dispersão dos NTC

Figura 1 -A mostra a pesagem de nanotubos utilizando uma balança eletrônica com uma precisão de 0,001 g. Em todos os casos, a percentagem de 0,3 % em relação ao total de água adicionada foi mantida. As misturas foram feitas em tubos de ensaio, que foram agitadas num agitador mecânico (Figura 1 - b, e a Figura 1 - C, após agitação). Como passo seguinte, as soluções em tubos de ensaio foram sujeitas a sonicação num dispositivo de ultra-som de bancada, da marca Thornton Ltd., com uma frequência nominal de 40 kHz e 100 W de potência (Figura 1 - d).

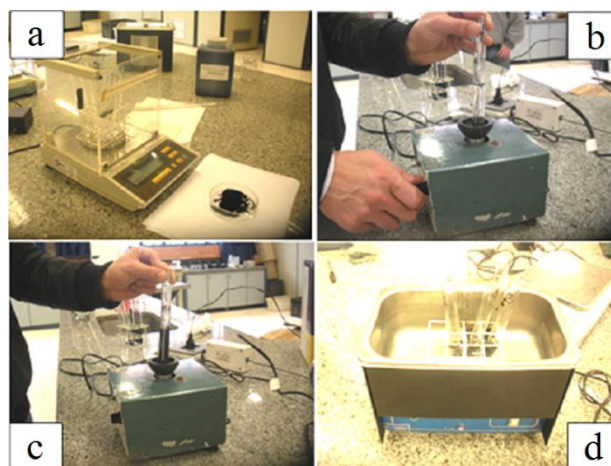


Figura 1. a) Pesagem dos nanotubos de carbono, b) agitação de solução, c) aparência da amostra após agitação mecânica, d) misturas no ultra-som.

As amostras permaneceram no ultra-sons durante 1 hora. Isto foi determinado com base numa análise visual que indicou que após 60 minutos, as amostras não apresentaram alterações em relação tonalidade e turbidez e não mostrou nenhuma decantação depois de um tempo de repouso de 24 horas, conforme explicado na secção 3.3.

3.3. Definição do tempo de sonificação das amostras

Esta parte do estudo foi destinada a determinar o tempo de permanência das soluções aquosas, com NCT, no ultra-som. Assim, as dispersões foram efetuadas usando os tempos de 10, 20, 40 e 60 minutos no ultra-som. O objetivo foi definir um tempo de sonicação que iria gerar uma mínima incidência de decantação na dispersão após 24 horas em repouso. A Figura 2 é um exemplo de comparação de decantação após 24 horas e durante 40 minutos de sonicação.

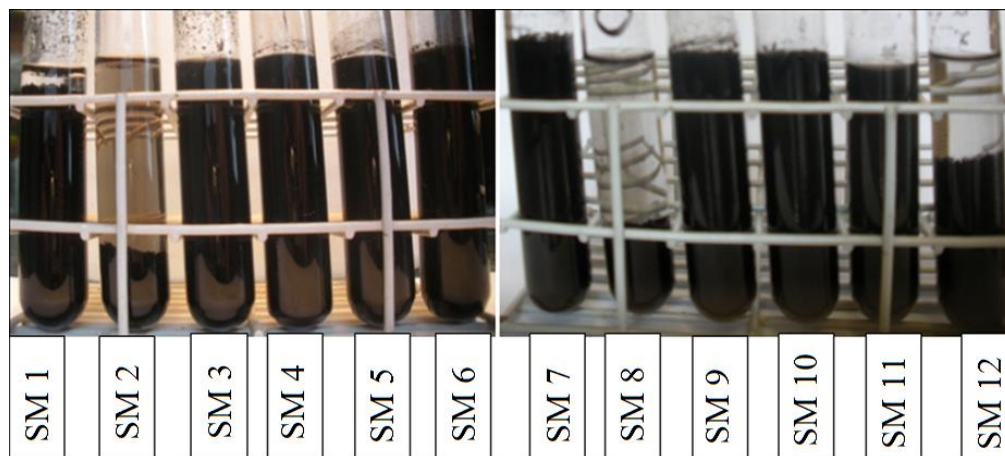


Figura 2. Análise visual das amostras com tempo de sonicação de 40 minutos após 24 horas de descanso.

O resultado desta comparação é mostrado na Tabela 5 e indica que os tempos de sonicação de 40 e 60 minutos foram aqueles com menor ocorrência de decantação. Assim, decidiu-se que este estudo teria procedimento padrão para fixar um tempo de 60 minutos para a apresentação de sonicação.

Tabela 5. Amostras decantadas após 24 horas em repouso em relação ao tempo de aplicação das ondas ultra-sônicas.

Amostras/tempo sonificação	AM1	AM2	AM3	AM4	AM5	AM6	AM7	AM8	AM9	AM10	AM11	AM12	Ocorrencia total de decantação
10 min.	S	S	S	N	N	N	N	S	N	N	S	S	6
20 min.	S	S	S	N	N	N	N	S	N	N	S	S	6
40 min.	S	S	N	N	N	N	N	S	N	N	N	S	4
60 min.	S	S	N	N	N	N	N	S	N	N	N	S	4

S – Ocorrencia de decantação

N – Não ocorrencia de decantação

3.4. Uso da microscopia para avaliação da decantação

Depois de preparar as dispersões de amostras, elas foram analisadas num microscópio óptico de reflexão da marca Olympus, modelo BX60 equipado com uma câmara digital Olympus UC 30 que pode ser observado na Figura 3. As imagens foram feitas com diferentes ampliações (50x, 100x e 200x) com iluminação incidindo de baixo para cima.

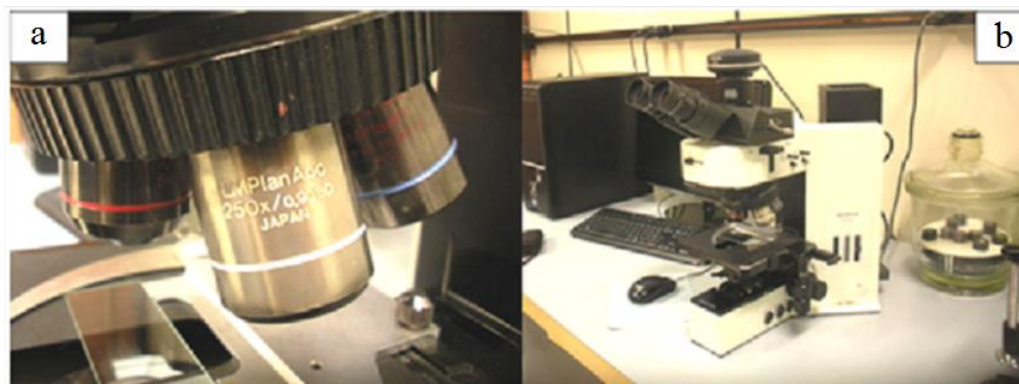


Figura 3. a) Detalhes da lente do microscópio b) Olympus BX 60 microscópio.

As amostras foram recolhidas a partir do tubo de ensaio, imediatamente depois da preparação, antes da decantação dos nanotubos de carbono e dispostas em placas de vidro com a ajuda de uma pipeta, gotejando uma gota em cada placa. Em todos os ensaios foi utilizada a incidência de iluminação a partir de baixo, a fim de examinar a transparência e turbidez da amostra.

3.5 Critério de avaliação

Três critérios para avaliação da dispersão de nanotubos de carbono foram utilizados neste estudo. A turbidez, o diâmetro dos aglomerados e decantação. A explicação de cada um destes critérios é apresentada a seguir.

3.5.1 Turbidez

A turbidez é uma propriedade física de líquidos, o que resulta na redução da sua transparência, devido à presença de matérias em suspensão que interferem na passagem de luz. No entanto, a complexidade das interações entre a luz incidente, propriedades ópticas dos materiais em suspensão e dissolvidos, o seu índice de refração e cor, a turbidez transforma a propriedade visual em um critério subjectivo, não comportando-se como uma quantidade física mensurável directamente.

No entanto, a análise deste critério foi realizada de forma qualitativa com a visualização ou não da turbidez e a sua classificação foi feita por três parâmetros que podem ser vistos na Tabela 6. Assim, o mais turvo é a solução mais eficiente para dispersão dos nanotubos de carbono. Para determinar a turbidez, utilizou-se a incidência de luz sob as amostras.

Tabela 6. Parâmetros para análise e classificação de turbidez.

Incidência de luz que passa através da amostra	Parametros	Classificação
Sem incidencia de luz	Opaco	Boa dispersão
Baixa incidencia de luz	Translúcido	Boa dispersão
Alta incidencia de luz	Translúcido	Má dispersão

3.5.2 Diâmetro dos grumos

A formação de grumos indica a aglutinação de partículas e, por conseguinte, que não houve dispersão eficiente do NTC na amostra. Quanto maior for o diâmetro do aglomerado formado, menos eficiente a dispersão. As imagens obtidas por microscopia permitiram medir o diâmetro de aglomerados formados em cada amostra. Para medir os grumos as imagens foram aumentadas 50 x em microscópio, e foi medido em microns, o diâmetro do maior aglomerado encontrado. A medição foi feita por comparação com a escala de referência da imagem. A Figura 4 ilustra o procedimento adoptado.

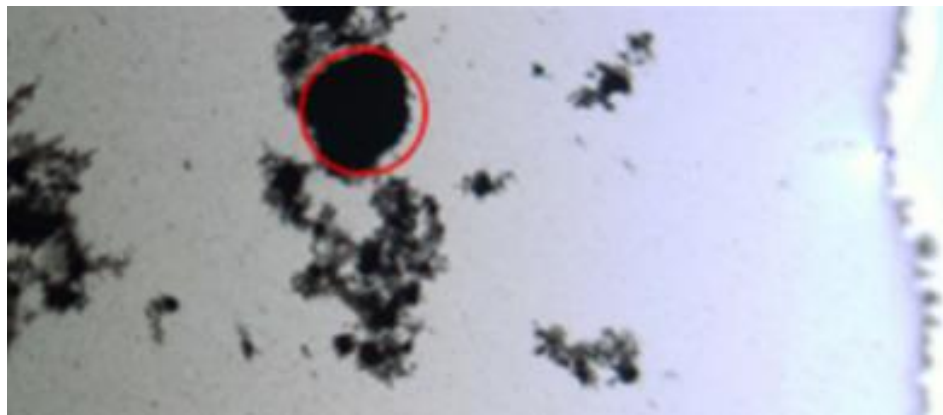


Figura 4. Medição do diâmetro em microns da maior aglomeração de NTC.

3.5.3 Decantação no tubo de ensaio

A decantação é o processo de separação das fases de uma mistura ou solução (ver Figura 3). Se houver porção considerável de partículas distribuídas na amostra, isto significa que não houve decantação. Isto é importante para que haja dispersão adequada de nanotubos de carbono em meio aquoso, e quanto maior a concentração de partículas suspensas, melhor, já que para fazer concreto com os nanotubos de carbono será inicialmente necessária realizar a dispersão de nanotubos de carbono em um líquido para execução posterior.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Avaliação das fotos de microscopia

Na Figura 5 a 16, é possível ver as fotos tiradas no microscópio que foram utilizados para análise de turbidez e de tamanho de grumos formados. Elas têm ampliações de 50x, 100x e 200x, que podem ser visualizadas nas imagens A, B e C -, respectivamente. Para padronização das imagens, todas as fotografias foram feitas usando como referência uma das bordas da gota colocada sobre a placa de vidro. Nas fotografias é também possível ver o tamanho da formação de grumos, bem como a transparência das amostras com luz incidindo por baixo.

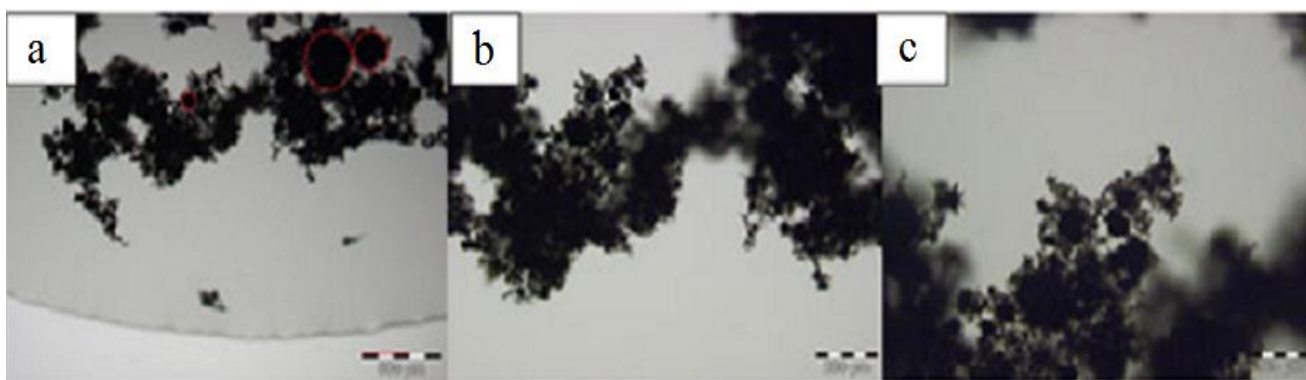


Figura 5. Amostra SM 1 - pó NTC disperso em água.



Figure 6. Amostra SM 2 – NTC em pó disperso em água e aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 2%).

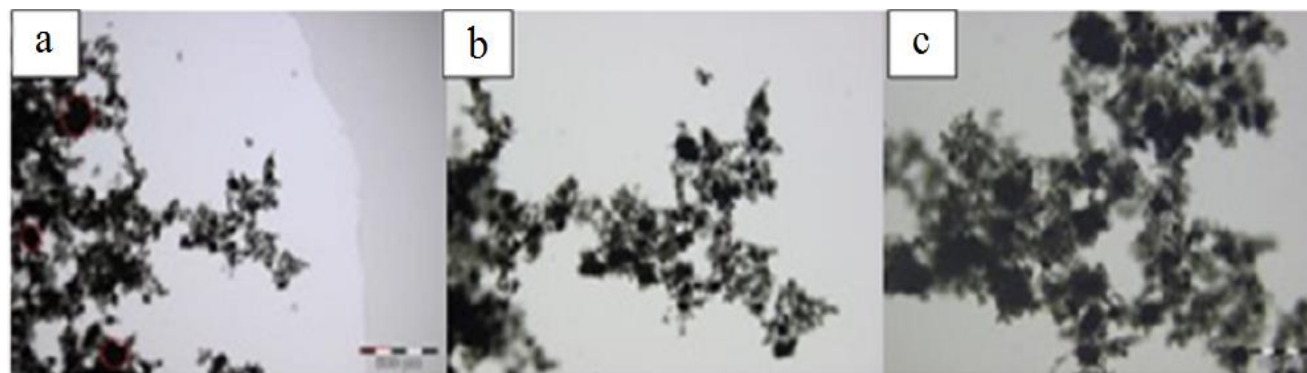


Figura 7. Amostra SM 3 – NTC em pó disperso em água e aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1%).

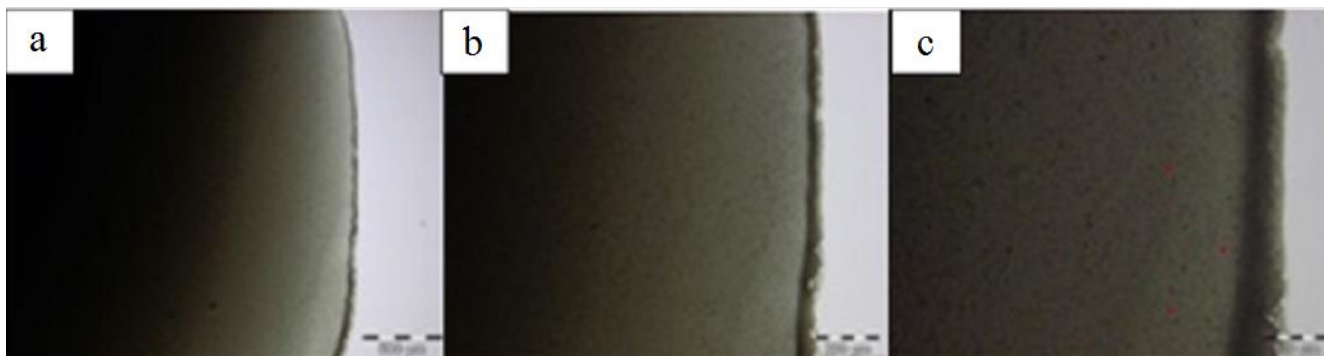


Figura 8. Amostra SM 4 - NTC Aquacyl 0301 disperso em água.

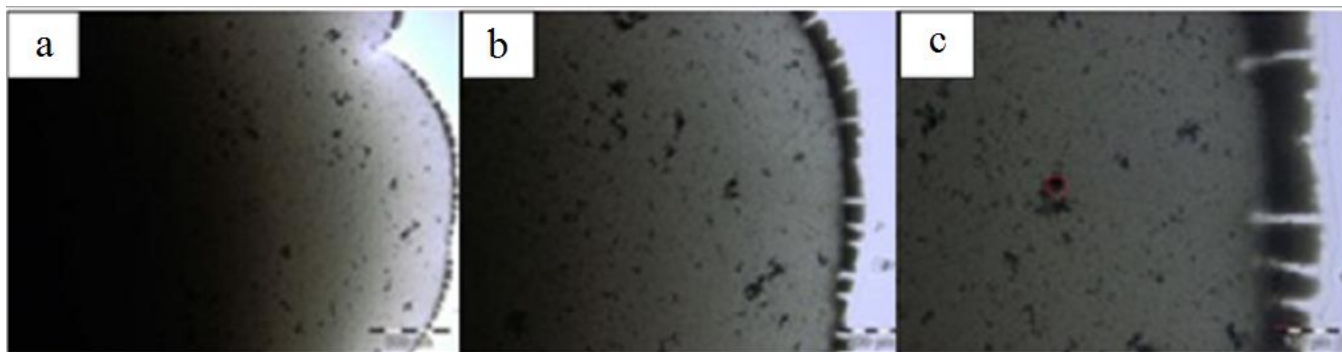


Figura 9. Amostra SM 5 – NTC Aquacyl 0301 disperso em água e aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1%).

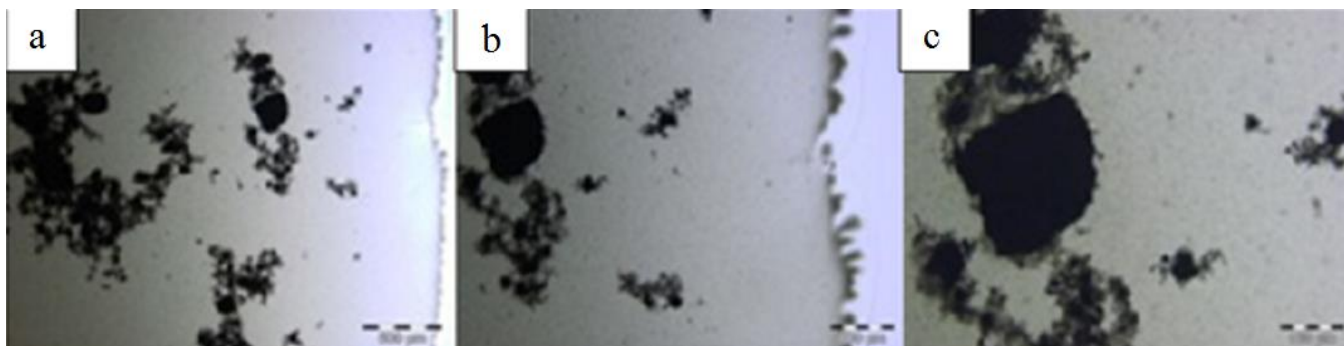


Figura 10. Amostra SM 6 - NTC Aquacyl 0301 disperso em água, com NTC em pó e aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1%).

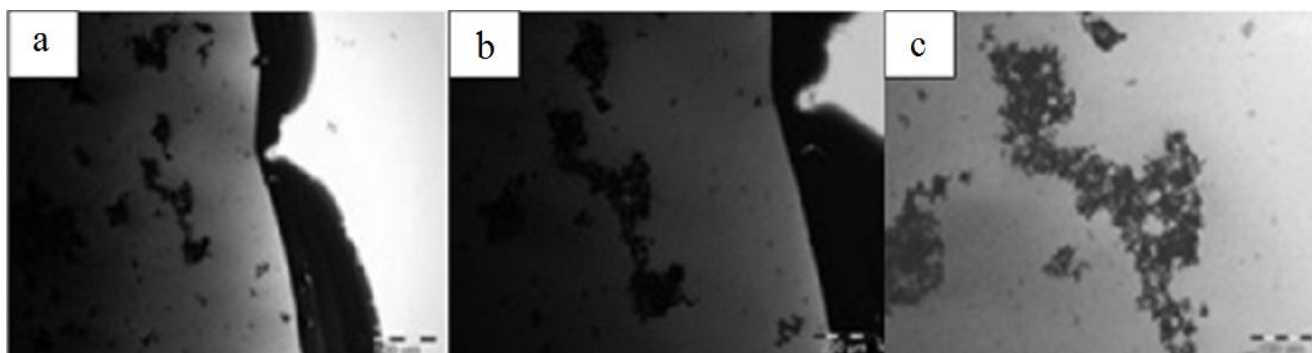


Figura 11. Amostra SM 7 - NTC Aquacyl 0301 disperso em aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5%) e água.

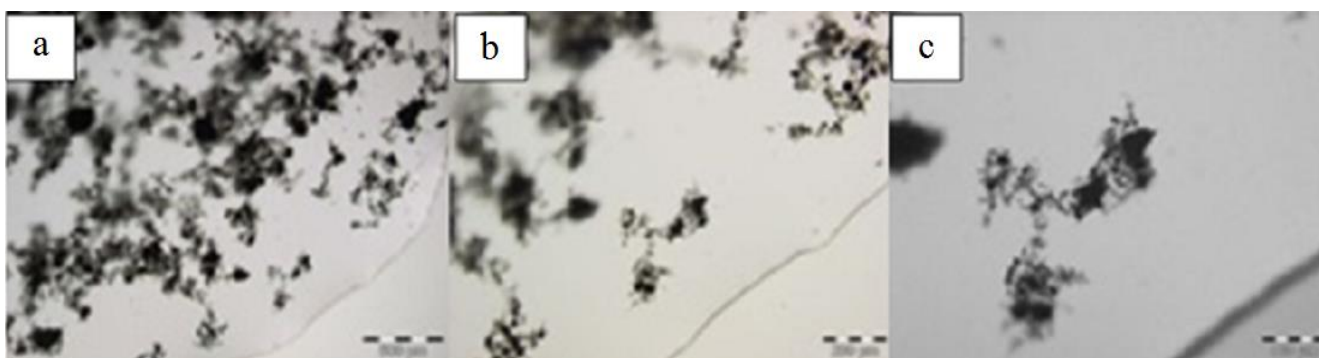


Figura 12. Amostra SM 8 – NTC em pó disperso em aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5%) e água.



Figura 13. Amostra SM 9 - NTC Aquacyl 0301 disperso em água e NTC em pó.

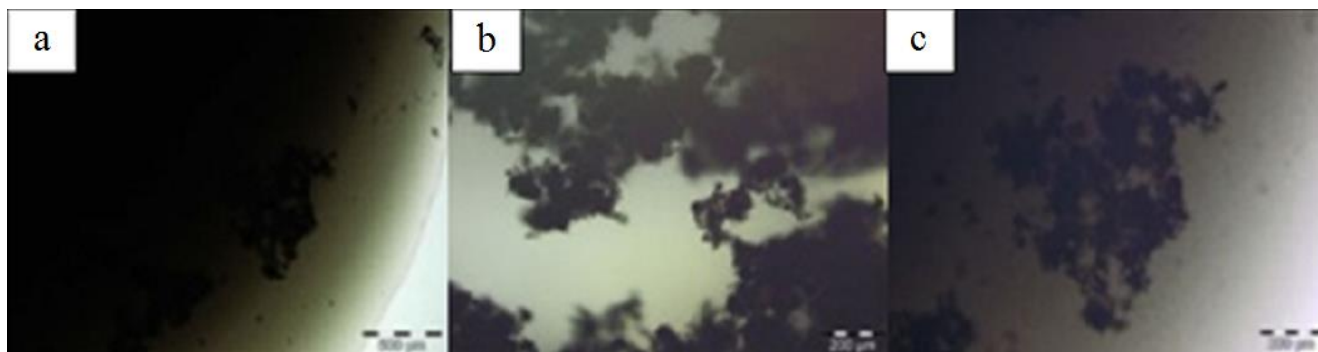


Figura 14. Amostra SM 10 - NTC Aquacyl 0301 disperso em água, com NTC em pó e aditivo á base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5%).

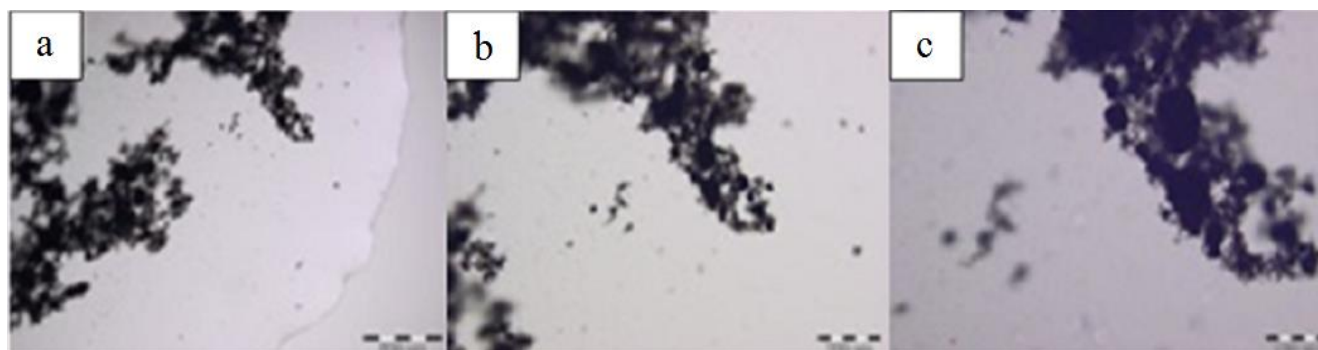


Figura 15. Amostra SM 11 – NTC em pó disperso em água e goma arábica.

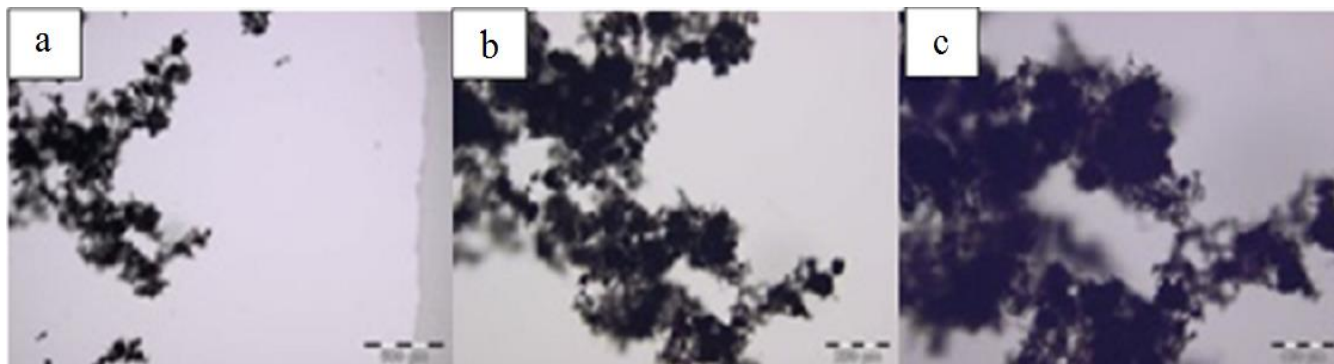


Figura 16. Amostra SM 12 – NTC em pó disperso em água e surfactant.

Comparando a amostra SM 4 (Figura 8), que é o caso de o produto industrialmente disperso (Aquacyl) misturado com água e submetida a 60 minutos de sonicação, com os casos em que foram utilizados os nanotubos de carbono em pó para dispersão, verifica-se que nenhuma das alternativas que utilizam NTC em pó (Figuras 5 a 7, Figura 10 e nas Figuras 12 a 16) mostraram a mesma eficácia da dispersão industrial do fornecedor. Por razões comerciais, o fabricante não fornece informações sobre a técnica usada para dispersar o NTC. Salienta-se que esta diferença foi verificada por avaliação microscópica, apesar de muitas das dispersões feitas com NTC em pó ficarem visualmente idêntico ao SM 4, como pode ser visto na Figura 2.

Pode ser visto que, na amostra SM 5 (Figura 9), com aditivo superplastificante TF8000 e produto Aquacyl, os nanotubos de carbono formaram alguns grumos e estes possuem uma orientação na borda da solução gota. É possível imaginar que a ação do aditivo possa ter causado esta ocorrência, uma vez que na amostra contendo apenas o Aquacyl e água (SM 4) o fato não foi observado (Figura 8).

4.2. Aplicação da análise hierárquica para interpretação dos resultados

Para efeitos da análise da eficiência da dispersão três critérios foram adotados. Na Figura 17, há um diagrama de fluxo geral da aplicação de análise hierárquica, mostrando que os critérios considerados na avaliação foram: turbidez da dispersão, diâmetro de grumos formados e tendência decantação.

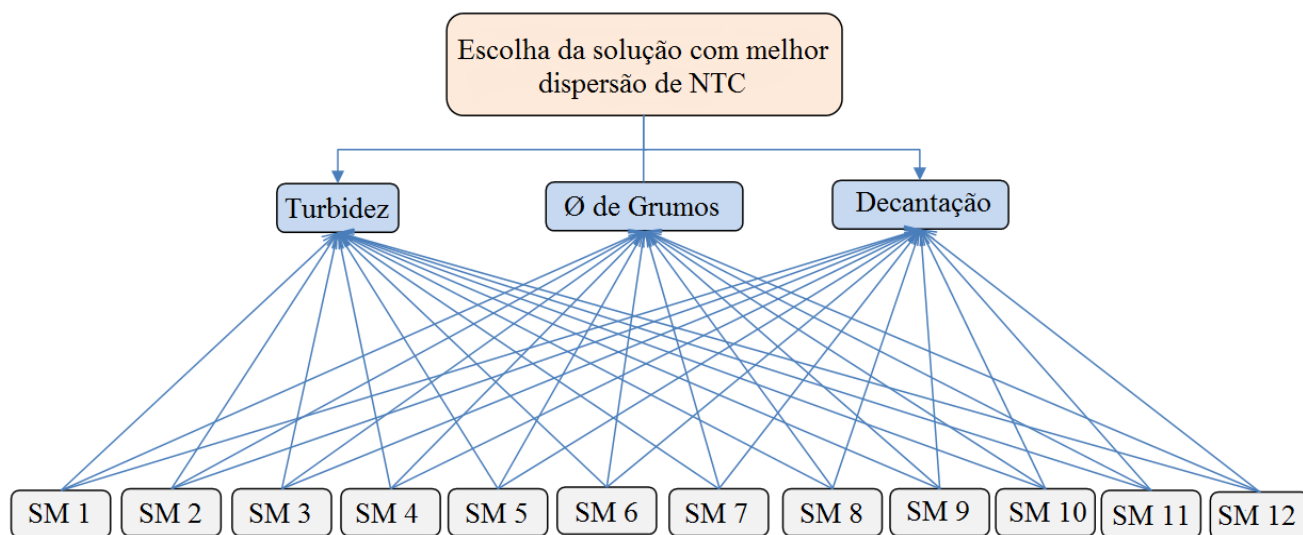


Figura 17. Fluxograma da análise hierárquica

A partir da escolha destes critérios, foram sugeridos limites de desempenho que serão analisados com base na análise visual e microscopia de dispersões CNT. Os limites de desempenho adotados podem ser vistos na Tabela 7.

Tabela 7. Limites de desempenho sugeridos para análise das alternativas.

Critério	Limites de desempenho	Método de teste
Turbidez	Se opaco - ótimo Se translúcido* - bom Se transparente** - Ruim	Microscópio
Ø de Grumos	De 0 a 500 µm - ótimo De 500 a 1000 µm - bom Mais de 1000 µm - Ruim	Microscópio
Decantação	Se não decantar - ótimo Decantou - Ruim	Visual - Tubo ensaio

* Pouco permeável a iluminação.

** Muito permeável a iluminação.

Para avaliar a importância de cada critério uma matriz foi desenvolvida, a qual pode ser vista na Tabela 8, que está de acordo com a norma ASTM E 1765/2011 (2011). Na matriz, os atributos foram comparados por análise pareada (dois a dois), que visa classificar os critérios. Uma característica da AHP é a subjetividade do processo, uma vez que depende da importância que o avaliador atribui a cada critério. No entanto, este aspecto pode ser visto como um fator positivo, pois indica que o sistema de avaliação está aberto às convicções do tomador de decisão, ou seja, pode-se introduzir experiência prévia com a experiência do tomador de decisão.

Em relação ao uso da escala de importância ASTM E 1765/2011 (2011), deve-se esclarecer que, quando os resultados da comparação se dão de uma forma inversa aos casos da Tabela 8, será adotado o inverso da nota. Isto é, se B for mais importante do que A, a sua nota será 1/5.

Table 8. Escalas de importância para os critérios de avaliação (ASTM E 1765/2002).

Comparações	Escala
A igual a B	1
A um pouco mais importante que B	3
A mais importante que B	5
A muito mais importante que B	7
A extremamente mais importante que B	9

O próximo passo foi montar uma matriz de decisão e proceder para calcular o peso relativo (Pr) de cada critério considerado. Por isso, a soma de cada um dos critérios é considerada, dividindo-a pela soma total dos critérios e multiplicando por cem. A equação 1 ilustra este cálculo.

$$Pr = \frac{\sum \text{Critério}(\text{total_linha})}{\sum \text{Total}(\text{critérios_coluna})} \cdot 100 \quad (1)$$

Tabela 9. Matriz com a análise pareada e peso para cada critério.

Critérios de avaliação usando a escala de importância de acordo com ASTM E 1765/2002	Turbidez do líquido	Ø dos Grumos	Decantação	Critérios (Total linha)	Peso (Pr) - %
Turbidez do líquido	1,00	3,00	3,00	7,00	53,9
Ø dos Grumos	0,33	1,00	0,33	1,66	12,8
Decantação	0,33	3,00	1,00	4,33	33,3
Total – critérios colunas				13,00	100%

A partir da medição de pesos para cada critério, as amostras foram classificadas de acordo com seu desempenho. Para este efeito, foi convencionado três níveis de classificação de desempenho como mostrado na Tabela 10.

Tabela 10. Desempenho para análise das amostras.

Limites de desempenho	Pontos
Atende com alto desempenho	2
Atende medianamente	1
Atende com baixo desempenho	0

Deste modo, após separação das amostras de acordo com o seu desempenho, cada variável foi dividida pelo seu maior valor, como mostrado na Tabela 11. Esta prática tem a função de normalizar todas as quantidades medidas de modo que toda a gama fique compreendida entre 0 e 1 para padronização.

Tabela 11. Resultados das amostras.

Escala de importância de acordo com a análise da dispersão CNT	Dados Gerais												Dados normalizados											
	SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5	SM 6	SM 7	SM 8	SM 9	SM 10	SM 11	SM 12	SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5	SM 6	SM 7	SM 8	SM 9	SM 10	SM 11	SM 12
Turbidez do líquido	1	0	0	2	2	2	2	0	2	2	0	0	0,5	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0
Ø dos grumos (µm)	1600	1350	1100	50	180	1180	350	850	420	620	700	600	0	0	0	1	0,3	0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Decantação	0	0	2	2	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	0	

Finalmente, cada variável foi multiplicada pelo respectivo peso relativo, obtendo-se o índice de desempenho de cada alternativa para cada o critério, como mostrado na Tabela 12. Adicionando os dados da Tabela 11 na Tabela 12, o índice geral do desempenho de cada alternativa é obtido. O desempenho das 12 amostras pode ser visto na penúltima linha da Tabela 12. Como resultado, parece que as melhores dispersões foram (1º lugar) SM 4, SM 5 (2º lugar), SM 7 (3º lugar) e SM 9 (3º lugar). Note-se que a amostra SM 3 e SM 11 foram as que apresentaram o melhor desempenho entre aqueles que usaram a adição de nanotubos de carbono em pó.

Tabela 12. Desempenho das alternativas.

Escala de importância de acordo com a análise da dispersão CNT	Peso relativo	Dados normalizados x Peso da variável											
		SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5	SM 6	SM 7	SM 8	SM 9	SM 10	SM 11	SM 12
Turbidez do líquido	0,539	0,27	0,00	0,00	0,54	0,54	0,54	0,54	0,00	0,54	0,54	0,00	0,00
Ø dos grumos (µm)	0,128	0,00	0,00	0,01	0,13	0,04	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01
Decantação	0,333	0,00	0,00	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,00	0,33	0,33	0,33	0,00
Total		0,27	0,00	0,34	1,00	0,91	0,88	0,89	0,01	0,89	0,88	0,34	0,01
Classificação		6	7	5	1	2	4	3	8	3	4	5	8

5. CONCLUSÃO

O maior valor encontrado corresponde a melhor alternativa de escolha, deste modo pode-se dizer que, a amostra SM 4, contendo água e NTC Aquacyl 0301, corresponde à amostra com a melhor dispersão. Isto demonstra que o método de dispersão industrial é muito mais eficiente do que todas as outras tentativas de dispersão testados neste estudo. De acordo com a análise, as amostras que usaram produto Aquacyl tinham os maiores valores de desempenho, como pode ser visto na Tabela 12, as amostras SM 4, SM 5, SM 6, SM 7, SM 9 e SM 10. Apesar da evidência de aglomeração na maioria das amostras com pó CNT, demonstrando que eles não estavam totalmente dispersos em meio aquoso, o estudo ajudou a entender o funcionamento de dispersão de nanotubos de carbono em vários meios, ajudando a definir com um pouco mais precisão os produtos e formas de dispersão a serem utilizados. As amostras com os melhores resultados com NTC em pó foram: SM 3 que contém água, e NTC com aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - a 1% em relação à massa de água) e SM 11 contendo água, goma arábica e NTC. Foi demonstrado que o aumento do tempo de sonicação na dispersão reduz a ocorrência de decantação das soluções, visto como um factor de eficiencia para a dispersão de soluções. O emprego do microscópio no estudo se fez importante, já que muitas soluções não poderiam ser analisadas apenas ao olho nú. Não obstante, os piores resultados de dispersão consistiram nas amostras SM 8, com água, NTC e aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - a 0,5% em relação à massa de água) e SM 12 com água, NTC em pó e surfactante (éter lauril sulfato de sódio), que foram descartados. Comparando os resultados de SM 4 (Figura 9) com os de SM 5 (Figura 10), demonstrou-se que a introdução de aditivo à base de policarboxilato (Tec Flow 8000) causou a formação de grumos, inicialmente inexistentes nos NTC dispersos industrialmente em base aguosa. Uma das possíveis explicações é que cargas elétricas bípares, acumularam-se na superfície das partículas causando o fenómeno de aglutinação. Isso poderia ser explicado melhor se soubéssemos exatamente o processo de dispersão aplicados no produto industrializado. Sugere-se que mais pesquisas sejam realizadas para explicar esse fato.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda equipe da Revista Alconpat. Este artigo foi baseado em parte da dissertação de Marcondes (2012), desenvolvida no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil da Universidade Federal do Paraná, Brasil.

7. REFERENCIAS

American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*. ASTM C494/C494M. In: Annual book of ASTM Standards, West Conshohocken, 2013.

American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete*. ASTM C1017/C1017M. In: Annual book of ASTM Standards, West Conshohocken, 2007.

American Society for Testing and Materials. *Standard practice for applying analytical hierarchy process (AHP) to multi attribute decision analysis of investments related to buildings and buildings systems*. ASTM E 1765. In: Annual book of ASTM Standards, West Conshohocken, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. “*Chemical additives for Portland cement concrete – Requirements*”, (*Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos*). NBR 11768. Rio de Janeiro, 2011.

- Batiston E. R. (2012), “*Carbon Nanotubes incorporation in Portland cement matrices*”, (*Incorporação de Nanotubos de Carbono em Matrizes de Cimento Portland*). Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- Costa H. G., Correa P. S. (2010), “*Construction of an AHP-based model to catch criteria weights in port-occupancy evaluation*”, *International Journal of the Analytic Hierarchy Process*; 2(1) 30-43.
- Costa H. G. (2002), “*Introduction to hierarchical analysis method: multi-criteria analysis in the decision aid*” (*Introdução ao método de análise hierárquica: análise multicritério no auxílio à decisão*), Niterói, R. J.
- Couto, G. G. (2006), “*Nano nickel particles: synthesis, characterization, properties and study their use as catalysts in obtaining carbon nanotubes*” (*Nano partículas de níquel: síntese, caracterização, propriedades e estudo de sua utilização como catalisadores na obtenção de nano tubos de carbono*), Dissertação (Mestrado em Química) – Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Gleize P. J. P. (2007), “*Nanotechnology and construction materials*” (*Nanotecnologia e materiais de construção*), In: ISAIA, Geraldo C. (Ed.). *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais*. São Paulo: IBRACON. v. 2. cap. 50, p. 1659-1685.
- Ibarra Y. S., Gaitero J. J., Erkizia E., Campillo I. (2006), “*Atomic force microscopy and nanoindentation of cement pastes with nanotube dispersions*”, *Physica Status Solidi*; 203(6) 1076–1081. doi: 10.1002/pssa.200566166
- Koshio A., Yudasaka M., Zhang M., Lijima S. (2001), “*A Simple Way to Chemically React Single-Wall Carbon Nanotubes with Organic Materials Using Ultrasonication*”, *Nano Letters*; 1(7) 361-363. doi: 10.1021/nl0155431
- Konsta-Gdoutos M. S., Zoi S. M., Surendra P. S. (2010), “*Highly dispersed carbon nanotube reinforced cement based materials*”, *Cement and Concrete Research*; 40(7) 1052-1059. doi:10.1016/j.cemconres.2010.02.015
- Lai Y., Wang W., Wang H. (2008), “*AHP and simulation-based budget determination procedure for public building construction projects. Automation in Construction*”, 17(5) 623-632. doi: 10.1016/j.autcon.2007.10.007
- Marcondes C. G. N. (2012), “*Addition of carbon nanotubes in concrete portland cement - absorption, permeability, chloride penetration and mechanical properties*” (*Adição de nanotubos de carbono em concretos de cimento portland – absorção, permeabilidade, penetração de cloretos e propriedades mecânicas*). Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Marchezetti A. L., Kaviski E., Braga M. C. B. (2011), “*Application of AHP method for ranking of alternative treatment of solid waste*” (*Aplicação do método de AHP para a hierarquização das alternativas de tratamento de resíduos sólidos domiciliares*). *Ambiente Construído*; 11(2) 173-187.
- Mattana A. J, Medeiros M. H. F., Silva N. G, Costa M. R. M. M. C. (2012), “*Hierarchical analysis to choose between natural aggregate and sand rock crushing for making mortar coating*” (*Análise hierárquica para escolha entre agregado natural e areia de britagem de rocha para confecção de argamassas de revestimento*), *Ambiente Construído*; 12(4) 63-79. doi: 10.1590/S1678-86212012000400006
- Makar J., Margeson J., Luh J. (2005), “*Carbon nanotube / cement composites – early results and potential applications*”, in: *International Conference on Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications*, 3, Vancouver; p. 1-10.
- Metaxa Z. S., Seo J., Konsta-Gdoutos M. S., Hersam M. C., Shah S. P. (2012), “*Highly concentrated carbon nanotube admixture for nano-fiber reinforced cementitious materials*”, *Cement and Concrete Composites*; 34(5) 612-617. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2012.01.006
- Mehta P. K., Monteiro P. (2013) “*Concrete Microstructure Properties and Materials*”, New York: McGraw-Hill.

- Neville A. M. (1996), “*Properties of Concrete*”, John Wiley & Sons.
- Nochaiya T., Chaipanich A. (2011), “*Behavior of multi-walled carbon nanotubes on the porosity and microstructure of cement-based materials*”, Applied Surface Science; 257(6) 1941-1945. doi:10.1016/j.apsusc.2010.09.030
- Pereira E., Medeiros M. H. F., Levy S. M. (2012) “*Concrete durability with recycled aggregates: an application hierarchical analysis*” (*Durabilidade de concretos com agregados reciclados: um aplicação de análise hierárquica*), Ambiente Construído; 12(3) 125-134. doi: 10.1590/S1678-86212012000300009
- Sobolkina A., Mechtcherine V., Khavrus V., Maier D., Mende M., Ritschel M., Leonhardt A. (2012) “*Dispersion of carbon nanotubes and its influence on the mechanical properties of the cement matrix*”, Cement and Concrete Composites; 34(10) 1104-1113. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2012.07.008.
- Saaty T. L. (1978) “*Exploring the interface between hierarchies, multiple objectives and Fuzzy sets*”, Fuzzy Sets Systems; 1 57-68.
- Zarbin A. J. G. (2007) “*Chemistry of nanomaterials*” (*Química de nano materiais*), Quim. Nova; 30(6) 1469-1479.



Modificação das propriedades de matrizes cimentícias através da adição de partículas de nanosílica

L. Y. Gómez-Zamorano¹, C. E. Castillo-Linton¹

¹Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Mecánica y Eléctrica, Programa Doctoral en Ingeniería de Materiales, Ave. Universidad s/n, Ciudad Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, CP 66450.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.132>

Artículo recibido el 08 de febrero de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 10 de Marzo de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT. Año 6, No. 2, Abril – Junio 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.revistaalconpat.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 última modificación: 30 de abril 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 estudo avaliou o efeito da adição de nanopartículas de sílica (NS) em duas matrizes cimentícias, base cimento Portland comum e cimento sulfoaluminoso, a fim de estabelecer a sua influência sobre as propriedades de resistência mecânica e química dos referidos materiais. Para isso, foram adicionadas as NS em dosagens de 0,30% a 5,0% em massa. Os resultados indicaram que a resistência à compressão e ao ataque químico por sulfatos são aumentadas devido à adição do NS. A resistência ao ataque químico por sulfatos melhorou significativamente com a presença de NS em comparação com o cimento sem adições. Este resultado sugere que ambas as matrizes apresentaram uma maior densificação.

Palavras-chave: reatividade; materiais cimentícios suplementares.

ABSTRACT

This research focused on evaluating the effect of adding silica nanoparticles (NS) to two cementitious matrices, as ordinary portland and sulfoaluminate cement, in order to establish their influence on the mechanical and chemical properties. To conduct this evaluation, the NS were added in dosages of 0.30-to-5.0% by mass relative to cement. The results indicated that the compressive strength and resistance to chemical attack by sulfates were improved due to the addition of silica nanoparticles, in both matrices. Finally, the resistance to chemical attack by sulfates showed an improvement with the addition of silica nanoparticles when comparing with pure cement, suggesting an increase in the densification.

Keywords: reactivity; supplementary cementitious materials.

RESUMEN

Este trabajo de investigación evaluó el efecto de la adición de nanopartículas de sílice (NS) a dos matrizes cementantes, base cemento portland ordinario y cemento sulfoaluminoso, con el fin de establecer su influencia en las propiedades mecánicas y de resistencia química de dichos materiales. Para esto, se adicionaron las NS en dosificaciones de 0.30% a 5.0% en peso. Los resultados indicaron que la resistencia a la compresión y al ataque químico por sulfatos, se ven mejoradas debido a la adición de NS. La resistencia al ataque químico por sulfatos se mejoró de forma importante con la presencia de NS en comparación al cemento sin adiciones. Este resultado sugiere que ambas matrizes presentaron una mayor densificación.

Palabras claves: reactividad; materiales cementosos suplementarios.

Autor de contacto: Lauren Y. Gómez Zamorano (lauren.gomezzm@uanl.edu.mx)

1. INTRODUÇÃO

Entre as pesquisas recentes na indústria da construção, é possível identificar o uso de nanomateriais, adicionado à matriz cimentícia, visam modificar as propriedades reológicas do concreto. Alguns dos compostos mais utilizados são: nanossílica, nanocompósitos fotocatalíticos como o TiO_2 , CaCO_3 e nanoargilas; também têm sido investigados para o desenvolvimento de materiais híbridos, em que as nanopartículas não são adicionadas ao cimento, mas estão presentes na matriz cimentícia.

Outros tipos de materiais que foram testados são as nanofibras de carbono, nanofibras de celulose e também se tem sido utilizado nanomateriais, a fim de modificar as propriedades dos agregados empregados para a fabricação de cimento. Um dos materiais mais amplamente utilizado é sílica nanoescala (nanopartículas de sílica, NS), devido ao seu comportamento pozolânico. Os resultados geralmente concordam que quando se usa este material, as propriedades mecânicas são melhoradas, como relatado por Sobolev et. Al. (2009), que acrescentaram NS de tamanhos de 5 nm a 70 nm, onde foi constatado que tanto a resistência à compressão (RC) como a resistência à flexão das argamassas feitas com uma adição de 0,25% em massa de partículas de nano- SiO_2 em relação ao cimento Portland, foram melhoradas em porcentagens de 16% à idade de 24h e 18% a 28h.

Outros estudos (Belkowitz et. al., 2010) concentraram-se na comparação entre as propriedades obtidas no concreto quando se utilizam partículas de microssílica e compará-las com NS (Mondal et. al. 2010, Shah et al., 2009), onde foi encontrado que a adição de NS no concreto em porcentagens entre 0% e 15%, melhora substancialmente a durabilidade do concreto mediante o incremento na rigidez do gel de C-S-H. Estas observações também são consistentes com o relatado por Hossemi et. al. (2010), que trabalharam com argamassas de ferrocimento, nas quais foram adicionadas NS em porcentagens de 1 a 3% em massa em relação ao cimento portland, resultando numa melhora na RC e uma maior densidade na zona de transição interfacial, todas com relações a/c de 0,35 e 0,40.

Outros avanços relacionados com os nanomateriais envolvem a sua aplicação para melhorar o comportamento dos agregados reciclados (Hossemi et. al., 2009). Na conclusão deste trabalho experimental, foi relatado que, enquanto o uso de nanopartículas ajudava na reação de hidratação, o uso de agregados reciclados gerava resistências e trabalhabilidade menores do que as obtidas com um agregado novo quando as nanopartículas de sílica eram dosadas em porcentagens de 1,5% e 3,0%. Além disso, foi estudada a formação de uma fina película das nanopartículas diretamente sobre a superfície dos agregados (San Felippo et. al., 2009), obtendo-se uma melhora na aderência dos agregados com a pasta de cimento, resultando numa melhoria geral das propriedades mecânicas. Além disso, eles relataram melhorias nas RC de 35% com uma adição de 0,032% de SiO_2 depositada sobre a superfície dos agregados.

Como mencionado acima, a utilização da nanotecnologia na indústria da construção permite modificar as propriedades do cimento e/ou concreto feitos com estes materiais. No entanto, um ponto comum da maioria dos estudos envolve o processo de adição das nanopartículas e sua adequada dispersão na matriz. Como mencionado (Sobolev et. al., 2009), a distribuição de nano- SiO_2 na pasta de cimento desempenha um papel essencial e controla totalmente o desempenho dos produtos obtidos. Em outros nanomateriais, tais como nanotubos de carbono, o problema da dispersão também está presente. Shah et. al. (2009) detalharam que a maior desvantagem em incorporar nanotubos de carbono nas matrizes cimentícias é a baixa dispersão que se obtém.

É importante mencionar que através deste artigo se apresenta uma contribuição nova referente ao estudo de um cimento sulfoaluminoso com adição de NS, já que há muita pouca informação relacionada com o tema (Raki et. al., 2010; Jewell, 2015 e Chung et. al., 2012). Adicionalmente, o ataque químico por sulfatos nos dois tipos de cimentos na presença de NS é um tópico interessante que também não tem sido extensivamente estudado.

2. PROCEDIMENTO

Foram utilizadas duas matrizes cimentícias: (a) Cimento Portland Comum CPO 40, de acordo com a classificação da Norma NMX-C-414-ONNCCE-2010 e (b) Cimento sulfoaluminoso (CSA), cuja principal característica é conter, além de fases de cimento tradicionais (C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF), sulfoaluminato de cálcio (C_4A_3S). Na Tabela 1, apresentam-se os resultados da composição química de ambos os cimentos.

Tabela 1. Composição química dos cimentos puros.

Óxidos (%p/p)	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	Mn ₂ O ₃	CaO	P.P.I	R.I.	A.T.
CPO 40	19.07	4.97	1.98	62.54	1.55	4.14	0.36	0.68	0.21	0.13	0.067	1.2	4	1.06	0.813
CSA	18.67	4.44	1.66	63.14	0.83	3.91	0.2	0.15	0.18	0.07	0.03	0.6	6.42	0.5	0.295

* P.P.I.: perda de massa por ignição; R.I: Resíduos insolúveis; A.T.: álcalis totais.

A Tabela 1 mostra que o teor de SO₃ de ambos os cimentos é da ordem de 4,0%, sendo de 4,14% para o CPO e de 3,91% para o CSA. Nota-se também que o teor de CaO é ligeiramente maior no cimento CSA que no cimento CPO (63,14% vs 62,54%), indicando um teor mais elevado de adição de calcário no cimento CSA. A quantificação de ambas as fases para ambos os cimentos foi realizada pelo método de refinamento de Rietveld, empregando o software HighScore Plus versão 3.05. Os resultados do refinamento Rietveld estão apresentados na Tabela 2 e graficamente na Figura 1. O resultado da quantificação mineralógica por Rietveld confirmou que os cimentos CPO e CSA têm diferentes quantidades dos principais minerais de clínquer, C_3S , C_2S e C_3A . A análise também mostrou a presença de CaCO₃ como adição em ambos os cimentos, apesar de que no cimento CSA foi possível determinar quantidades de até 15%, ao contrário dos 2,5% determinados para o cimento CPO.

A principal diferença mineralógica dos cimentos se constitui na Yelimita ou C_4A_3S , identificada apenas no cimento CSA, num teor de 1,5%. Além disso, foi utilizado um aditivo comercial de nanossílica, cuja caracterização está apresentada na Tabela 3.

Tabela 2. Resultados da quantificação Rietveld para os cimentos do estudo.

Componente	Fórmula	CPO 40	CSA
C ₃ S- Silicato tricálcico	Ca ₃ SiO ₅	61.9	36.4
C ₂ S - Belita	Ca ₂ SiO ₄	18.9	27.3
C ₃ A- Aluminato Cúbico	Ca ₉ (Al ₆ O ₁₈)	5.0	1.2
C ₃ A- Aluminato	Ca ₉ (Al ₆ O ₁₈)	----	1.8
Ferroaluminato de Calcio	Ca ₂ Fe _{1.52} Al _{0.48} O ₅	3.7	3.7
Yelimita	Ca ₃ Al ₆ O ₂ CaSO ₄	----	1.5
Anidrita	CaSO ₄	0.8	3.2
Gesso	CaSO ₄ ·2H ₂ O	7.2	5.5
Carbonato de Cálcio	CaCO ₃	2.5	15.1
Óxido de Cálcio	CaO	----	4.3
	GOF	8.6	11.2

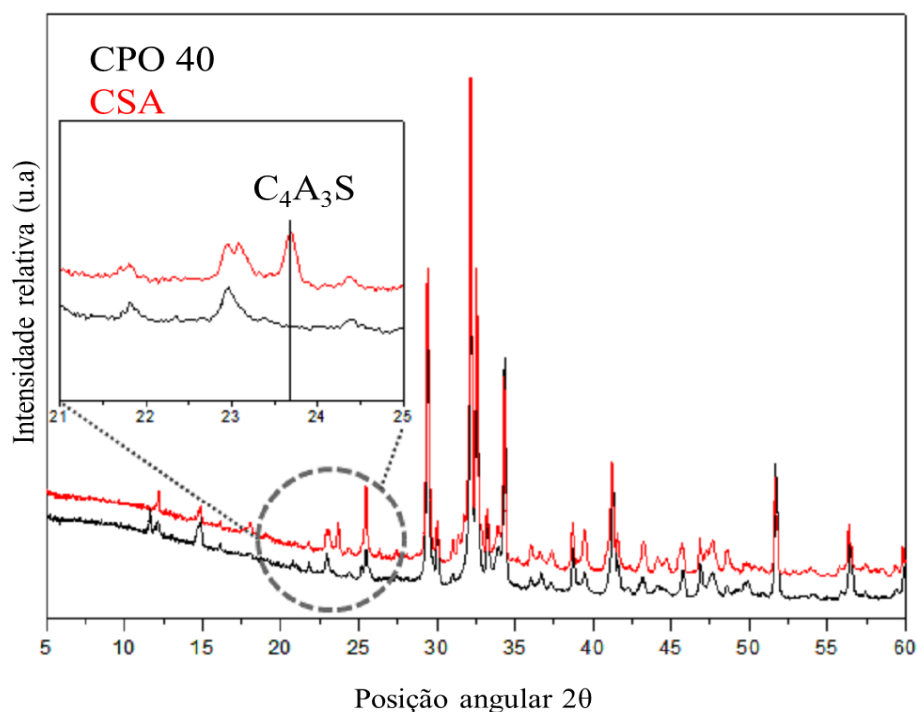


Figura 1. Padrões de comparação de difração de cimentos. No detalhe, fase presente no cimento C₄A₃S

As concentrações de nanopartículas utilizadas foram de 0%, 0,3%, 1% e 5% em massa em relação ao cimento. Cabe salientar que, no caso deste tipo de material, utilizar dosagens superiores a 1,0% seria, no momento, inviável, devido ao custo destes materiais; na presente investigação, estes níveis foram usados para determinar sua influência sobre as propriedades de argamassas. O processo de mistura utilizado foi semelhante ao indicado na norma NMX-C-085-ONNCCE-2010, com uma pequena modificação; a água de amassamento foi adicionada, seguida pelo superplastificante (SP) e se misturou durante 60s. Posteriormente, a NS foi adicionada e misturada durante 60s e o processo continuou conforme o indicado pela norma: adicionou-se o cimento e, por fim, a areia. Foi necessário empregar 0,5% de SP base policarboxilato em relação à massa de cimento, para assegurar a dispersão

das NS. Após 24h, as amostras foram desmoldadas e colocadas numa solução saturada de hidróxido de cálcio (a fim de evitar a lixiviação) para o processo de cura.

As amostras foram caracterizadas pela resistência à compressão (RC); subsequentemente frações sólidas das amostras foram imersas em acetona e secas a vácuo a 50°C durante 24h, de modo a suspender as reações de hidratação, e foram analisadas por microscopia eletrônica de varredura (MEV). As amostras também foram caracterizadas por calorimetria isotérmica por condução.

Tabela 3. Caracterização do aditivo líquido de nanosílica

Característica	Especificação	Resultado
Forma	Líquido	Líquido
Cor	Transparente leitoso	Transparente leitoso
Peso específico, 20°C	1.134±0.03	1.22
Viscosidade, 20°C, Brookfield, Sp 00/100 rpm	< 30 cps	ND
pH	10±1	10.3
% Sólidos	-----	32.5

*Onde ND = Não determinado

3. RESULTADOS

3.1 Calorimetria isotérmica

Os ensaios de calorimetria isotérmica foram realizados nas pastas elaboradas com o cimento CPO 40 e com o cimento CSA. Na Tabela 4 apresentam-se as misturas preparadas para a realização do ensaio de calorimetria isotérmica. Foram adicionados aos cimentos o SP com a dosagem de 0,50% e as nanopartículas em dosagens de 1,0% e 5,0%, a fim de avaliar o efeito sobre o calor gerado durante as reações de hidratação. As pastas foram preparadas com uma relação água/cimento de 0,40 e 0,50 (ver Tabela 4).

Tabela 4. Amostras preparadas para os ensaios de calorimetria isotérmica de varredura por condução em cimentos com NS e SP.

Amostra	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de cimento	CPO 40	CPO 40	CSA	CSA	CPO 40	CPO 40	CSA	CSA
NS (%p/p)	---	---	---	---	1	5	1	5
SP (%p/p)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
rel a/c	0.5	0.4	0.5	0.4	0.5	0.4	0.5	0.4

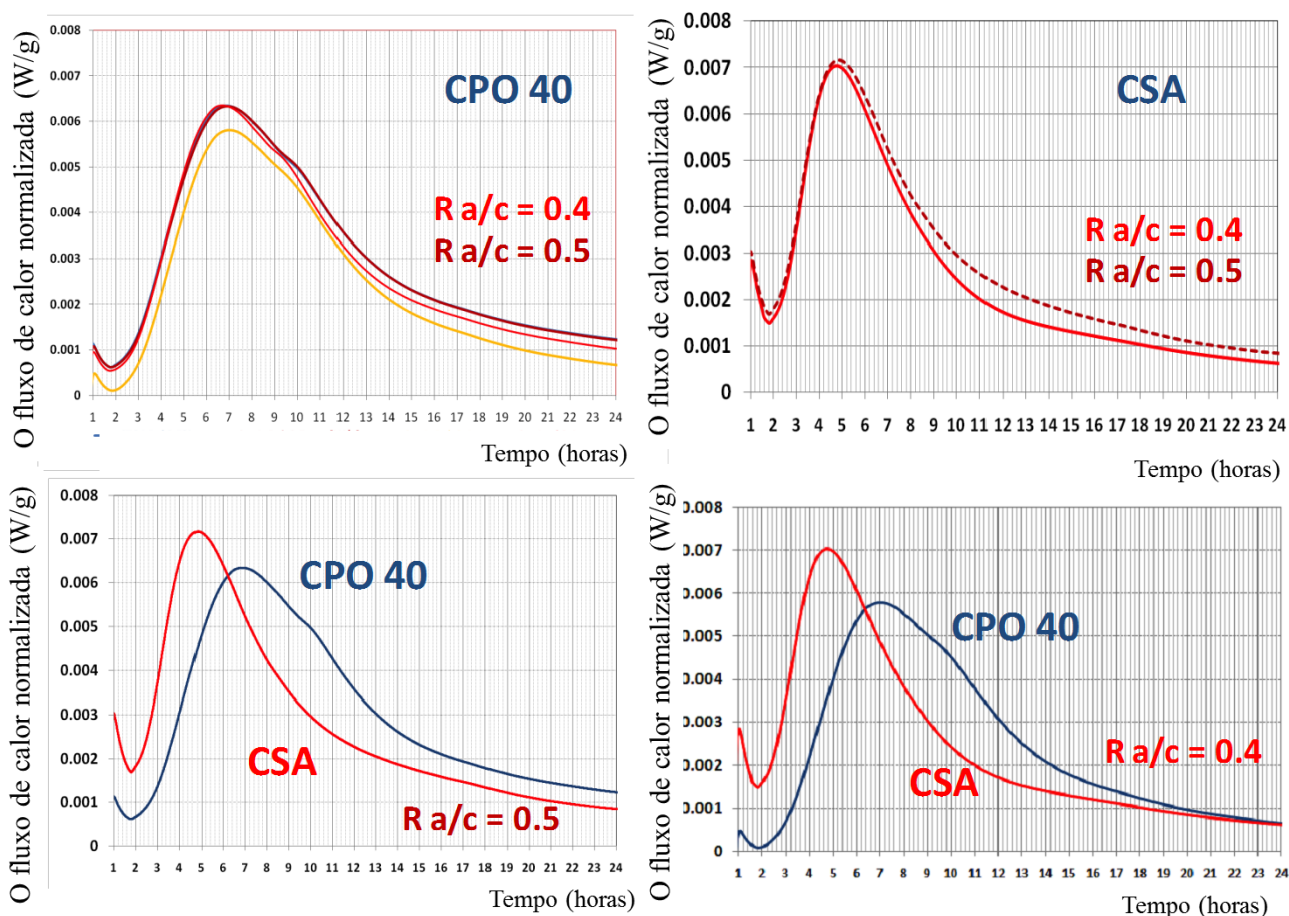


Figura 2. Calorimetria dos cimentos com diferentes relações a/c.

Observa-se na Figura 2 que o período de indução terminou perto de 2h para o cimento CPO 40, enquanto que para o cimento CSA, terminou antes. É neste momento, quando se inicia o período de pega, que a camada de C-S-H se rompe e o processo de hidratação continua. Nos resultados, observou-se que relações a/c menores aceleraram ligeiramente a reação de hidratação; este efeito é mais evidente para o cimento CPO 40 do que para o cimento CSA.

Como se observa na Figura 2, o efeito que ocorreu em ambos os cimentos ao dosar 0,5% de SP, foi uma mudança da curva da reação exotérmica, indicando um prolongamento do período de estagnação, fazendo com que a curva se tornasse mais pronunciada e com uma menor crista registrando o nível máximo de liberação de calor em 15h para o cimento CPO 40 com 0,5% de SP comparado com as 7h que o cimento CPO 40 sem SP demanda para atingir o seu ponto mais alto, ou seja, a adição de 0,5% de SP implica que levará o dobro do tempo para iniciar o desenvolvimento da RC. Um comportamento semelhante é observado no cimento CSA; onde o efeito do SP parece ser um pouco maior, uma vez que o cimento sem SP regista a sua máxima liberação de calor em 4,7h, enquanto que com a adição de 0,5% de SP, o ponto de máxima liberação de calor é observado em 13h, isto é, cerca de três vezes mais lento do que o cimento de referência.

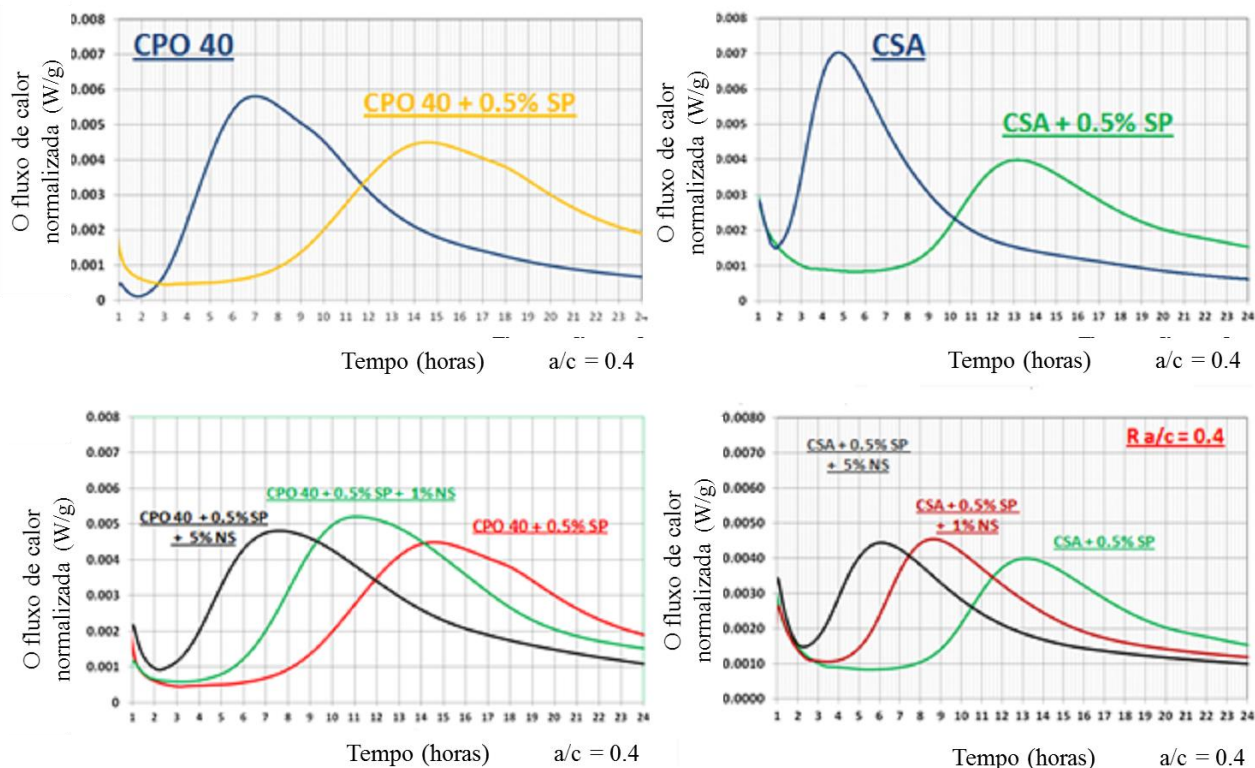


Figura 3. Calorimetria dos cimentos com adição de NS e SP; a/c de 0.40.

Por outro lado, observa-se que comparando os perfis de calor de ambos os cimentos, com a mesma relação a/c, o cimento CSA apresenta uma curva de liberação de calor muito diferente daquela apresentada pelo cimento CPO 40, apresentando o pico principal devido à reação exotérmica de C_3S em 6,5h para o cimento CPO 40 e 4,5h para o cimento CSA. Além disso, o pico exotérmico do cimento CSA atingiu um fluxo de calor máximo de 0,07 W/g contra 0,06 W/g do CPO 40. Isto indica que a reação de hidratação do cimento CSA ocorre mais rapidamente e que a RC inicial deveria ser maior no cimento CSA, no entanto, os resultados obtidos de RC com uma relação a/c constante mostraram uma maior RC a 24 horas para o cimento CPO 40, alcançando 18,0MPa vs 13,1MPa alcançados pelo cimento CSA. Isto pode ser explicado pelo efeito de diluição do cimento CSA, que de acordo com os resultados da composição química, contém um maior teor de calcário como adição, em comparação com o cimento CPO 40. Os resultados também mostram um tempo de pega menor do CSA em relação ao obtido com o cimento CPO 40. Uma vez obtidas as curvas de calorimetria dos cimentos de referência sem a incorporação de aditivos e a duas relações a/c, foi determinado o calor liberado pelas misturas de cimento com a adição de NS.

Estes resultados confirmam as observações de Puertas (Puertas et. al., 2001 e Puertas et. al., 2005) em que, independentemente da natureza do aditivo SP adicionado, todos retardam as reações de hidratação dos silicatos de cálcio, estendendo o tempo de pega. Este efeito de atraso pode ser explicado devido a um fenômeno de adsorção do polímero nos grãos de cimento, formando uma barreira ou capa em torno dos referidos grãos, evitando a passagem das moléculas de água para as partículas de cimento, além da formação de complexos entre os íons Ca^{+2} formados na hidratação inicial e os ânions dos polímeros que afetam a nucleação e precipitação de $Ca(OH)_2$.

No entanto, a RC de argamassas com SP indicou que a 24h, a RC do CPO puro 40 foi inferior que a continha 0,5% de SP, com 18 MPa e 23,5 MPa, respectivamente.

Os resultados de calorimetria indicam uma extensão significativa no tempo de pega inicial, no entanto, este resultado não implica necessariamente qualquer relação com as RC esperadas para estas misturas de cimento, pelo fato do processo de pega e o processo de desenvolvimento da RC dependerem um do outro. Vale ressaltar que, para o cimento CSA o efeito foi diferente, e a adição de SP diminuiu a RC a 24 horas, de 13,1MPa para 8,2 MPa.

Note-se também na Figura 3 que, ao adicionar as nanopartículas para uma mesma relação a/c, as curvas de evolução de calor mudam para tempos mais curtos, o que sugere que os processos de pega e de evolução das reações de hidratação são acelerados pela adição das nanopartículas de sílica. Esta tendência foi observada para ambos os tipos de cimento.

Este comportamento confirma o reportado por Qing et. al. (2007), quando observaram que ao incrementar a porcentagem de adição de partículas de nanosílica, a consistência da pasta diminui, isto é, observaram que o processo de hidratação acelerou em comparação com outros materiais pozolânicos, tais como o pó de sílica. Outros autores (Björnström et. al., 2004, Morteza et. al., 2014 e Li et. al., 2004) constataram que a sílica em tamanhos nanométricos acelera o processo de hidratação e formação do gel C-S-H graças à sua elevada energia superficial; além disso, com a porcentagem de adição das NS, se aumenta o calor de hidratação da mistura como consequência da finura das NS.

Deste modo, é possível observar também que quanto maior o conteúdo de nanopartículas adicionadas, menor é o tempo em que se alcança a máxima liberação de calor. De acordo com os dados do cimento CPO 40, ao passar de 0 a 1,0% NS, o tempo em que se alcançou o nível máximo de calor liberado diminuiu de 14,5h a 11h, e ao adicionar NS em 5%, o tempo diminuiu de 11h para 7,5h. No caso do CSA, o comportamento foi semelhante, de modo que sem adições o tempo foi de 13,3h, de 8,8h com 1% de NS e de 6h com 5% de NS.

Este comportamento observado experimentalmente apresenta uma forma parabólica e pode ser explicado através da seguinte equação:

$$f(x)=ax^2+bx+c \quad (1)$$

onde: $f(x)$ = tempo de máxima liberação de calor, x =% de nanopartículas; a, b e c são coeficientes de cada um dos sistemas.

A equação para o sistema com CPO 40:

$$TTMáx = 0.525(\%NS)^2 - 4.025(\%NS) + 14.5 \quad (2)$$

A equação para o sistema com CSA:

$$TTMáx = 0.76(\%NS)^2 - 5.26(\%NS) + 13.3 \quad (3)$$

Da Figura 4 pode-se concluir que, enquanto a adição das nanopartículas na matriz de cimento acelera as reações de hidratação e, por conseguinte, é esperado um aumento da RC, chega um ponto em que, mesmo que continue a aumentar a quantidade de nanopartículas, não será obtido o efeito de acelerar da reação. Na Figura 4 também se pode notar que em dosagens maiores que 3.5% de NS, a velocidade em que se alcança a máxima liberação de calor começa a aumentar novamente. Isto confirmaria que as nanopartículas aceleram o desenvolvimento das RC nas primeiras idades sempre e quando esta porcentagem não é excedida.

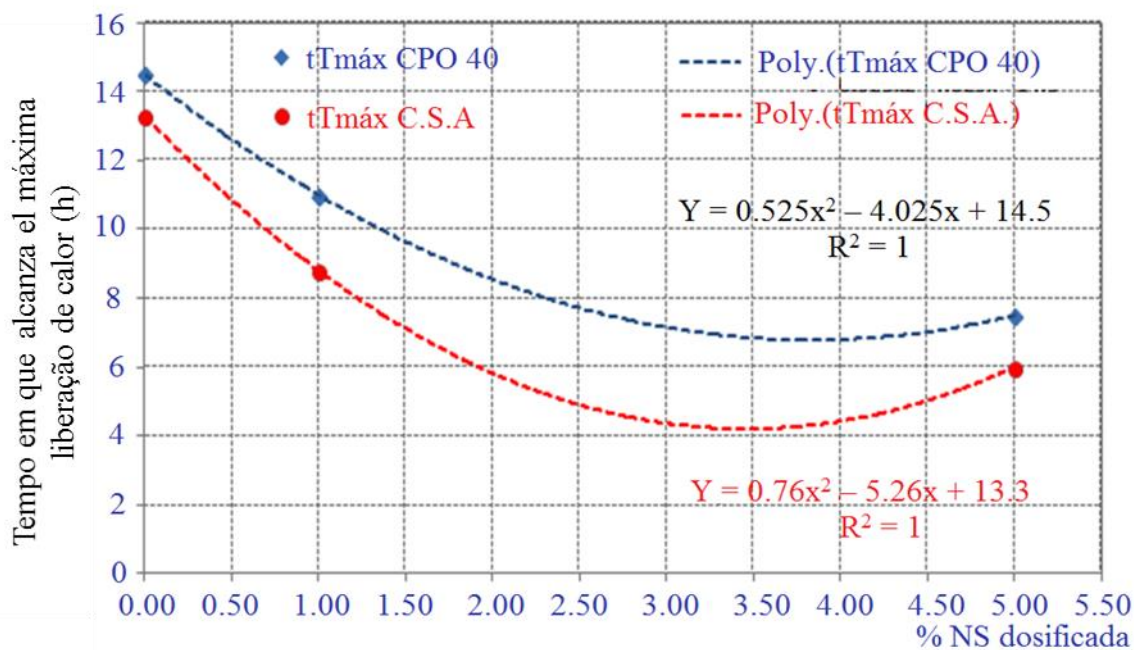


Figura 4. Comportamento do tempo de máxima liberação de calor em função da adição de NS.

3.2 Resistências à compressão

Para realizar os ensaios de RC foram elaboradas amostras com dosagens de 0,5% de SP e adições de nanopartículas de 0,3%, 1% e 5%. A dosagem de 5% foi escolhida a fim de causar uma modificação importante nas propriedades mecânicas do cimento produzido. Os resultados da RC a 24h, 3, 7, 28, 90 e 150 dias são apresentados na Figura 5. É importante ressaltar que para este primeiro conjunto de resultados, a água adicionada à mistura foi corrigida considerando-se a água fornecida pelas NS que se encontram, inicialmente, em suspensão, a fim de manter a relação a/c constante em 0,485.

A partir dos resultados pode ser observado que, para o cimento CPO 40, a melhor RC em todas as idades foi obtida a partir da mistura de cimento com SP, apenas. Nas misturas que contêm adição de NS, observa-se que com a idade de 24 horas, todas as misturas feitas superam os resultados obtidos pela referência, aumentando o seu valor em até 43% (25,8 MPa vs 18 MPa) para a amostra com 5% de NS. A partir da idade de 3 dias, estas porcentagens diminuem, tendo uma melhoria de 15% para as misturas com 5% de NS (34,9 MPa vs 30 MPa da referência). Aos 7 dias, foi atingida uma melhoria de 11% na RC para a amostra com SP enquanto a amostra com 5% de NS desenvolveu uma RC 8% maior do que a obtida pela amostra de referência. Aos 28 dias, as amostras com SP desenvolveram uma RC 17% superior que a de referência (54,9MPa vs 47,1MPa), enquanto que o aumento para amostras com NS foi de cerca de 11% em comparação com a referência (52,1 e 52,3MPa para amostras com 0,3% de NS e 5% de NS contra 47,1MPa da referência). Após 150 dias de cura, todas as amostras com NS atingiram quase o mesmo valor que obtido pela referência e apenas a amostra com a adição de SP desenvolveu uma RC 18% maior do que a de referência.

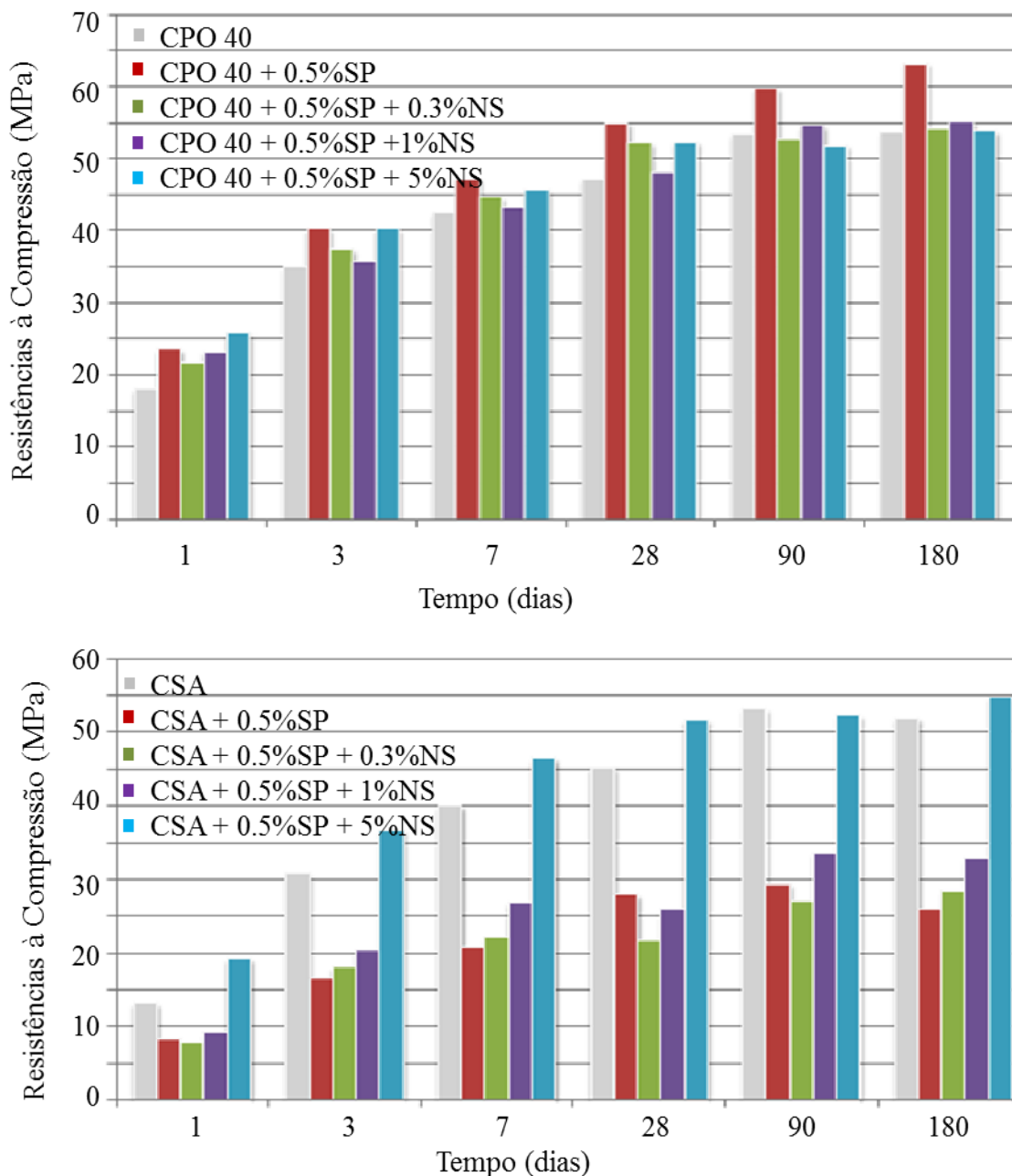


Figura 5. Resultados de resistências à compressão dos cimentos CPO 40 e CSA sem ajuste da quantidade de água.

O efeito apresentado pela matriz de cimento CSA foi diferente do apresentado pelo cimento CPO 40, devido à adição de SP não favorecer o desenvolvimento da RC, porém inibiu melhor os processos de hidratação para esta matriz. Isto pode ser observado em todos os resultados de misturas com 0,5% de SP, onde o desenvolvimento da RC em relação à referência era da ordem de 63%, 54%, 52%, 62% e 55% nas idades de 24h, 3, 7, 28, 90 e 150 dias, respectivamente, devido à diminuição da reatividade acima mencionada, uma vez que os SP são destinados para cimento Portland comum e as fases com sulfatos contidas no CSA pode afetar negativamente a funcionalidade do SP.

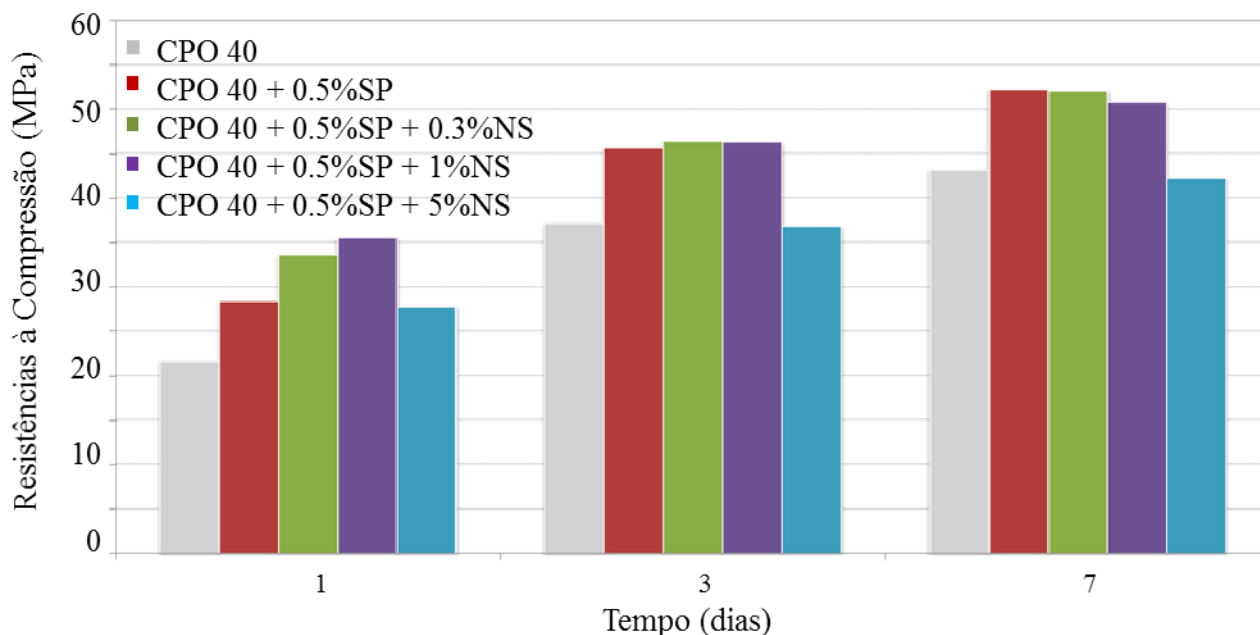


Figura 6. Resultados de resistências à compressão do cimento CPO 40 com consistência constante.

Para esta matriz, este comportamento foi observado em todas as amostras, com exceção da mistura com 5% de NS, onde foi possível observar ainda um aumento na RC da ordem de 47% para 24h, 19% para 3 dias, 16% aos 7 dias e 14% aos 28 dias. De acordo com Ma et. al. (2014), para adicionar matrizes de cimento belítico-sulfoaluminoso, a RC a 24h diminuiu em todas as dosagens que foram testadas, no entanto, indicaram que aos 28 dias foram obtidas RC equivalentes às de referência e ainda maior quando dosado em porcentagem de 0,075%. Esta foi a que retardou a formação de etringita com 1 dia de hidratação, especialmente em altas concentrações, resultando em RC pobres. Isto poderia explicar que a dosagem de 0,5% para o cimento CSA utilizada nesta pesquisa pode ser elevada para a natureza do cimento.

Como pode ser visto na Figura 6, para valores semelhantes de fluidez, mediante o ajuste da água de amassamento para a mesma trabalhabilidade; os resultados de RC do CPO 40 com a adição de NS se alteram no que diz respeito ao que foi observado anteriormente, embora os melhores resultados sejam observados na amostra de cimento com SP, os resultados com a adição de NS são muito semelhantes, e ainda são superiores a 24 horas para adições de 0,3% e 1% de NS.

Estes resultados são relevantes porque levanta um ponto sobre as especificações que marca a norma mexicana de cimento sobre o consumo de água a utilizar quando se trata de avaliar os cimentos comuns. Como é sabido, a norma indica que ao se tratar de um cimento comum, a relação a/c constante recomendada para avaliar a RC é de 0,485. Os resultados obtidos nesta pesquisa sugerem que para os sistemas de aditivos SP, ou sistemas que utilizam nanopartículas, é melhor buscar a trabalhabilidade e a água necessária para ajustar esta trabalhabilidade e não utilizar uma relação a/c fixa.

3.3 Resistência química ao ataque por sulfatos

O ensaio de resistência ao ataque químico por sulfato é realizado de acordo com o procedimento descrito na norma ASTM-C-1012.

Nas figuras 7 e 8 estão apresentados os resultados para cada tipo de cimento em medições realizadas durante 550 dias, é válido mencionar que a norma estabelece uma duração mínima de 12 meses. Pode-se observar que tanto o cimento CPO 40 como o cimento CSA não apresentam uma boa resistência ao ataque químico por sulfatos, desde que a alteração no comprimento exceda o valor

permitido para a norma NMX-C-414-ONNCE-2010 de expansão de 0,1% aos 12 meses, desde os 125 dias para o cimento CPO 40 e desde os 50 dias para o cimento CSA.

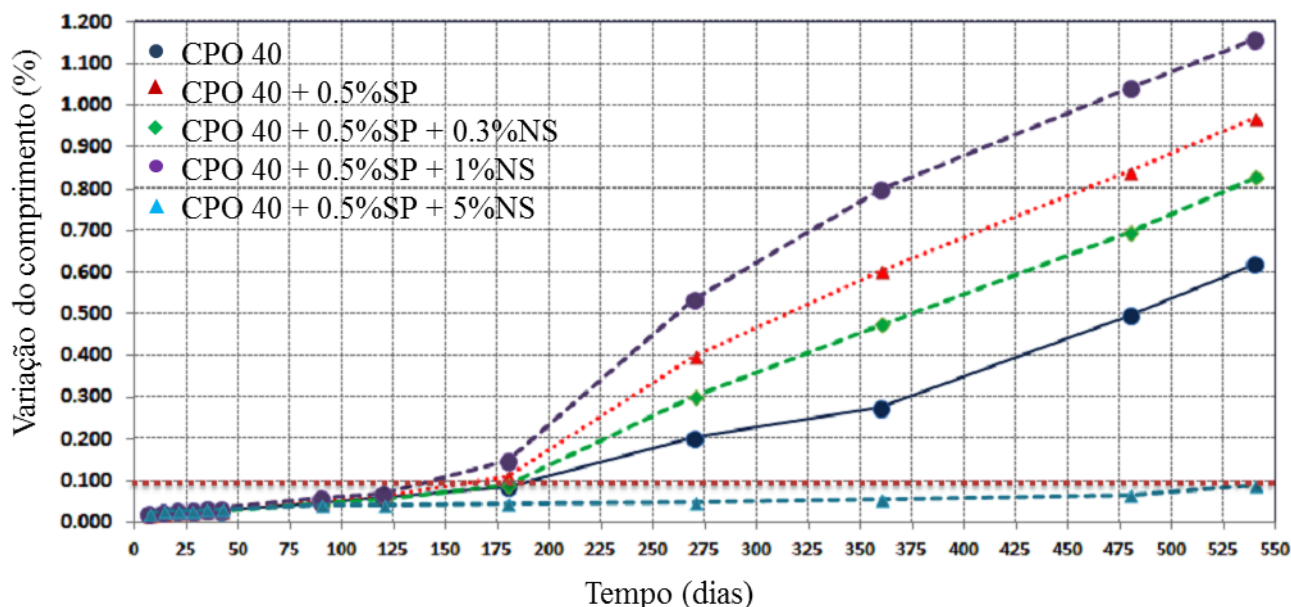


Figura 7. Resistência ao ataque químico por sulfatos, cimento CPO, 550 dias de exposição.

A adição de nanopartículas em porcentagens de 5% favorece a resistência ao ataque químico por sulfatos, para ambos os tipos de cimento. No caso do cimento CPO 40, o benefício da adição de nanopartículas é tão favorável que o cimento em questão passa de um cimento sem resistência ao ataque químico por sulfatos ("RS" na nomenclatura utilizada na norma mexicana NMX-C-414.º 2010-ONNCE) para um cimento resistente a sulfatos até pelo menos 550 dias, com uma quantidade de 0,5% de SP e 5% de NS. Para o caso do cimento CPO 40, a adição de nanopartículas em porcentagens menores que 5% não proporciona melhoria na resistência a ataque químico.

Para o caso do cimento CSA, a adição de nanopartículas na matriz cimentícia diminui a resistência ao ataque químico por sulfatos, porque, como mencionado acima, o cimento CSA sem adição de outros componentes, a partir de dois meses, excedia o limite estabelecido pela norma NMX-C-414-2010-ONNCE. No entanto, ao se adicionar SP e NS, o cimento se manteve com as características de resistência ao ataque químico até 275 dias (9 meses). Esta alteração foi de 94,8% para 180 dias, que foi a idade máxima em que a amostra de cimento de referência manteve estabilidade volumétrica em relação ao CSA de referência.

De acordo com os resultados observados para o CPO 40, a adição de ambos SP e NS, este último em baixas dosagens, não é benéfica em termos de resistência ao ataque químico por sulfatos, no entanto, todas as adições no CSA melhoraram sua resistência química em comparação com o CSA puro.

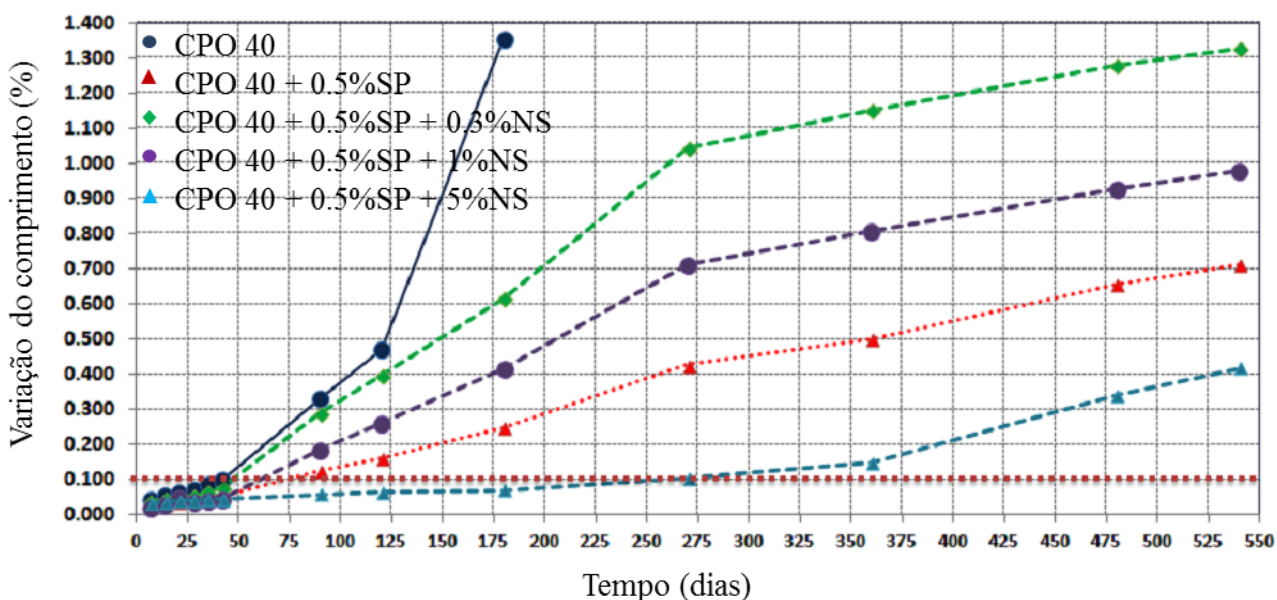


Figura 8. Resistência ao ataque químico por sulfatos, cimento CSA, 550 dias de exposição.

Como mencionado anteriormente, este comportamento pode ser explicado por uma densificação da matriz, que aumentou com a quantidade de NS, e se observa uma redução na porosidade e a transferência ou ataque de íons sulfato tende a ser mais lenta do que nas amostras de cimento sem adição de nanopartículas. Mais uma vez, as nanopartículas estariam atuando como centros de nucleação para a produção de gel C-S-H promovendo esta redução na porosidade. Este comportamento é confirmado por outros autores (Quercia et. al., 2012 e Li et. al., 2004), que relataram que a adição de nanopartículas aumenta a RC e diminui de maneira geral a permeabilidade do concreto endurecido por meio da reação pozolânica, o que resulta uma maior formação de C-S-H e uma estrutura mais densa. Usando montmorillonitas modificadas, também se observou que a permeabilidade foi 100 vezes reduzida em comparação com os cimentos tradicionais (Khater et. al., 2006).

Assim, a melhoria na durabilidade das amostras preparadas com as NS é apresentada como uma característica que é possível modificar com a utilização destes materiais. A razão para esta melhoria na durabilidade pode ser explicada porque a NS preenche os poros do cimento, densificando a matriz e diminuindo a porosidade e permeabilidade, este por sua vez aumenta a RC, tal como a sílica.

4. CONCLUSÕES

- As menores relações a/c, aceleraram a reação de hidratação e este efeito foi mais pronunciado para o CPO 40 do que para o CSA.
- O CSA apresenta uma taxa de hidratação mais elevada do que o cimento CPO 40, e, conseqüentemente, maior RC inicial.
- A adição de SP retarda as reações de hidratação do cimento e este efeito é invertido a medida que se adiciona uma maior porcentagem de NS nas matrizes cimentícias.
- As NS adicionadas às matrizes cimentícias apresentaram um efeito acelerador sobre as reações de hidratação, no entanto, este efeito pode ser revertido com um maior teor de NS. Nos sistemas estudados, o nível de dosagem que tem um efeito acelerador é de até 3,5% de NS.

- Foi observado que a adição de SP melhora substancialmente a RC do CPO 40; para o caso do CSA, o comportamento foi o contrário, com a adição de SP, o cimento desenvolveu apenas 50% da RC alcançada pela referência, exceto para a adição de 5% de NS, onde os resultados foram superiores ao CSA puro. Estes resultados são obtidos quando a relação a/c permanece constante.
- Quando se busca igualar a fluidez dos cimentos, os resultados indicam que, com a adição de 1% de NS em valores de 1,0%, a RC é melhorada até cerca de 60% em comparação com os cimentos sem adições; devido ao seu efeito acelerador e comportamento pozolânico, que foi mais pronunciado nas primeiras idades, como relatado nos resultados de calorimetria.
- Em geral, verificou-se que ao adicionar NS em ambas as matrizes, o ataque por sulfato não foi tão pronunciado em comparação com as amostras sem quaisquer adições.
- No caso do cimento CPO 40 esta adição confere ao cimento a característica de resistência ao ataque químico por sulfatos, quando originalmente é um cimento comum; o que aumenta o seu valor agregado. No entanto, porcentagens inferiores a 5%, não oferece nenhuma vantagem na resistência ao ataque químico por sulfatos para o cimento CPO 40.
- No caso do cimento CSA, a presença de NS reduziu o ataque químico por sulfatos até 95%. Isso é relevante, porque o CSA, sem adição de qualquer material, aos dois meses excede o limite estabelecido pela norma mexicana de cimento resistente ao sulfato.

5. AGRADECIMENTOS

Agradece-se amplamente o apoio financeiro do CONACYT e CEMEX para a realização deste projeto.

6. REFERÊNCIAS

- ASTM C1012/C1012M – 15, *Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution*.
- Belkowitz J. S., Armentrout D. (2010) “*An investigation of Nano Silica in the Cement Hydration Process*”, Proceeding 2010 Concrete Sustainability Conference, National Ready Mixed Concrete Association, U.S.A., pp. 1-15
- Björnström J., Martinelli J., Matic A., Borjesson L., Panas I. (2004), “*Accelerating effects of colloidal nano-Silica for beneficial calcium-silicate-hydrate formation in cement*”, Chemistry Physics Letters; 392, pp. 242-248
- Chung D. L. (2012) “*Carbon materials for structural self-sensing, electromagnetic shielding and thermal interfacing*”, Elsevier, CARBON 50, pp. 3342-3353
- Hosseni P., Booshehrian A., Delkash M., Ghavami S., Zanjani M. K. (2009), “*Use of Nano-SiO₂ to Improve Microstructure and Compressive Strength of Recycled Aggregate Concretes*”, Nanotechnology in Construction 3, pp 215-221
- Hosseni P., Booshehrian A., Farshchi S. (2010), “*Influence of Nano-SiO₂ addition on Microstructure and mechanical Properties of Cement Mortars for Ferrocement*”, Transportation Research Record; Journal of the transportation Research Board No. 2141, pp. 15-20
- Jewell R. B. (2015) “*Influence of Calcium Sulfoaluminate Cement on the Pullout Performance of Reinforcing Fibers: An Evaluation of the Micro-Mechanical Behavior*”, PhD Thesis, Civil Engineering, University of Kentucky.
- Li H., Xiao H., Yuan J., Ou J. (2004) “*Microstructure of cement mortar with nano-particles*”, Composites Part B: Engineering, 35, pp. 185-189

- Ma B., Ma M., Shen X., Li X., Wu X. (2014), “*Compatibility between a polycarboxylate superplasticizer and the belite-rich sulfoaluminate cement: Setting time and the hydration properties*”, *Construction and Building Materials*, 51, pp. 47-54
- Mondal P., Shah S. P., Marks L. D., Gaitero J. J. (2010), “*Comparative Study of the effect of Microsilica and Nanosilica in concrete*”, *Transportation Research Record; Journal of the transportation Research Board No. 2141*, pp. 6-9
- Morteza B., Baghbadrani M., Aslani F. (2014), “*Performance of nano-Silica modified high strength concrete at elevated temperatures*”, *Construction and Building Materials*, 68, pp. 402-408
- Norma NMX-C-085-ONNCCE-2010, *Industria de la construcción - Cementos hidráulicos - Determinación estándar para el mezclado de pastas y morteros de cementantes hidráulicos*
- Norma NMX-C-414-ONNCCE-2010, *Industria de la construcción-Cementantes- Especificaciones y método de ensayo.*
- Puertas F., Vázquez T. (2001), “*Hidratación inicial del cemento. Efecto de aditivos superplastificantes*”, *Materiales de Construcción* 51(262), pp 53-61.
- Puertas F., Santos H., Palacios M., Martínez S. (2005), “*Polycarboxylate superplasticizer admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behavior in cement pastes*”, *Advances in Cement Research*, 17, pp. 77-89
- Qing Y., Zenan Z., Deyu K., Rongshen C. (2007), “*Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume*”, *Construction and Building Materials* 21(3), pp. 539–545
- Quercia G., Zpuesz P., Hüsken G., Brouwers J. (2012), “*Effects of Amorphous Nano-Silica additions on Mechanical and Durability Performance of SCC Mixtures*”, *Proceedings of the International Congress on Durability of Concrete (ICDC 2012)*, 18-21 June, Trondheim, Norway, pp. A2-A4
- Raki L., Beaudoin J., Alizadeh R., Makar J. Sato T. (2010), “*Cement and Concrete Nanoscience and Nanotechnology*”, *Materials*, 3(2), 918-942
- San Filippo J. M., Muñoz J. F., Isabel Tejedor M., Anderson M. A., Cramer S. M. (2009), “*Nanotechnology to Manipulate the aggregate-Cement Paste Bond Effects on Mortar Performance*”, *Nanotechnology in Construction* 3, pp. 29-33
- Shah S. P., Konsta-Gdoutos M. S., Metaxa Z. S., Mondal P. (2009), “*Nanoscale Modification of Cementitious Materials*”, *Nanotechnology in Construction* 3, *Proceedings of the NICOM3*, pp. 125-130
- Sobolev K., Flores I., Torres-Martinez L. M., Valdez P. L., Zarazua E., Cuellar E. L. (2009) “*Engineering of SiO₂ Nanoparticles for Optimal Performance in Nano Cement-Based Materials*”; *Proceedings of the Nanotechnology in Construction 3 (NICOM3) 01/2009*; pp. 139-148.



Avaliação da aderência de placas cerâmicas aplicadas como revestimento de fachada

P. Valentini¹, C. S. Kazmierczak².

¹Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

²Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.133>

Artículo recibido el 04 de septiembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de diciembre de 2015. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Abril – Junio 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](http://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 mayo 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

Dentre as manifestações patológicas que podem ocorrer em revestimentos cerâmicos os descolamentos são considerados as mais sérias, devido aos riscos de acidentes em decorrência da queda de placas e por seu custo de reparo. Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência das propriedades de diferentes placas cerâmicas aplicadas com dois tipos de argamassa colante e submetidas a três diferentes condições de cura (estabelecidas pela norma ABNT 14.081-4:2012) na resistência de aderência do sistema de revestimento. Observou-se que o tipo de cura é a variável que apresenta influência mais significativa na resistência de aderência, seguida pelo tipo de argamassa colante, enquanto a placa cerâmica exerce pouca influência em uma análise global dos resultados.

Palavras-chave: aderência; revestimento cerâmico; argamassa colante.

ABSTRACT

The most serious pathology in ceramic tile is detachment because of the risk of accidents due to fall and the cost of repair. This research aims to evaluate the influence of ceramic plates applied with two types of adhesive mortar subjected to three different curing conditions (established by the ABNT 14081-4:2012) on the adhesion to the coating system. It was observed that cure is the variable with higher influence on the adhesive strength, followed by the type of adhesive mortar, while the water absorption of ceramic plate has a little influence on the results.

Keywords: adherence; ceramic tiles; adhesive mortar.

RESUMEN

Dentro de las manifestaciones patológicas que pueden ocurrir en azulejos de cerámica se encuentra la pérdida de adherencia considerada la más seria debido a los riesgos de accidentes por el efecto de las caídas y el costo de la reparación. Este trabajo tiene como objetivo evaluar la influencia de las propiedades de diferentes placas de cerámica aplicadas con dos tipos de mortero de pega y sometidos a tres diferentes condiciones de curado (establecidas por la norma ABNT 14.081-4:2012) en la resistencia de adherencia del sistema de revestimiento. Se observó que el tipo de curado es la variable que presenta la influencia más significativa en la resistencia de adherencia, seguida por el tipo de mortero de pega, ya que el azulejo de cerámica ejerce poca influencia una vez hecho un análisis global de los resultados.

Palabras Clave: adherencia; azulejo de cerámica; mortero de pega.

Autor a contactar: Claudio. S. Kazmierczak (claudiok@unisinobr)

1. INTRODUÇÃO

Dentre as manifestações patológicas que podem ocorrer em revestimentos cerâmicos se destacam o descolamento de placas, as trincas, o gretamento, a eflorescência e a deterioração das juntas (Campante e Baía, 2008). Dentre as citadas, os descolamentos de revestimentos cerâmicos são considerados os mais sérios, devido aos riscos de acidentes em decorrência da queda de placas ou parte de camadas bem como o custo para o seu reparo (Campante e Baía, 2008; Mansur, 2007).

Os descolamentos têm como característica principal a perda de aderência das placas cerâmicas com o substrato ou com a argamassa de fixação, em função das tensões ocorridas no revestimento cerâmico excederem a capacidade de aderência das ligações dessas camadas (Barros e Sabatini, 2001). Fatores externos como o choque térmico, a chuva dirigida, a radiação solar e a umidade são os que exercem mais influência na degradação do sistema de revestimento de fachada (Antunes, 2010).

Um expressivo agente de degradação dos revestimentos cerâmicos de fachadas é a variação de temperatura (Consoli, 2006). A variação térmica em um mesmo dia, na cidade de Porto Alegre - RS, por exemplo, pode ser muito alta, gerando gradientes de temperatura na ordem de até 50°C na superfície da fachada. Em uma pesquisa visando a avaliação da durabilidade de sistemas de revestimento cerâmico, realizados com placas cerâmicas e argamassas colantes aplicadas em substratos de concreto, através da indução de tensões de natureza térmica (Chew, 1992), foi constatada uma redução de cerca de 20% na resistência de aderência à tração das placas, quando comparados aos sistemas que não passaram pela ação dos ciclos.

Outro importante agente de degradação das fachadas é a umidade, que se caracteriza pela existência de água nos materiais nas formas líquida, sólida ou vapor (Ribeiro, 2006). A movimentação higroscópica é uma importante causa do descolamento de placas cerâmicas (Bauer, 1995; Ribeiro, 2006). Para limitar as movimentações higroscópicas em revestimentos cerâmicos de fachada, é recomendável a adoção de placas cerâmicas de baixa absorção de água (Goldberg, 1998). Pensando nisso, a norma britânica BS 5385-2 (BSI, 2015) especifica, tanto para placas cerâmicas extrudadas como prensadas, a utilização em fachadas de placas com absorção de água inferior a 3%. Em contraponto, a norma brasileira NBR 13.818 (ABNT, 1997) não apresenta limite específico. Em ensaios realizados em três condições de umidade distintas em placas cerâmicas: secas ao ar, com 0,2% de umidade; submetidas à passagem de brocha com água sobre o tardos, resultando em 2,0% de umidade; e imersas em água por um período de 30 segundos, sendo estas mantidas na vertical antes do assentamento, de modo a escorrer a água em excesso, resultando em 8,5% de umidade, verificou-se que a maior aderência entre placa cerâmica e argamassa colante ocorreu com peças secas e houve uma redução de aderência à medida que aumentava o teor de umidade da placa no momento da aplicação (Bauer, 1995).

A durabilidade de um sistema de revestimento de fachada com placas cerâmicas depende, portanto, das condições de exposição. Os movimentos de contração e expansão decorrentes de variações na temperatura e na umidade geram tensões na interface com o substrato, que ao longo do tempo irão resultar em descolamentos. Os descolamentos de revestimentos cerâmicos de fachadas podem ocorrer por ruptura adesiva nas interfaces placa cerâmica/argamassa colante, argamassa colante/emboço, emboço/chapisco e chapisco/substrato, ou ainda por ruptura coesiva no interior de qualquer uma destas camadas (Mansur, 2007). Em levantamento de manifestações patológicas em revestimentos com placas cerâmicas, observou-se que em 84% dos edifícios analisados houve o descolamento com ruptura adesiva na interface placa cerâmica/argamassa colante (Mansur, Do Nascimento e Mansur, 2012). Isso se dá em razão que esta interface é a região do sistema de revestimento mais solicitada por esforços de cisalhamento, quando são considerados efeitos

térmicos e de expansão higroscópica das placas cerâmicas (Abreu, Leitão e Lucas, 2004; Saraiva, Bauer e Bezerra, 2001).

Como as condições de exposição de determinada fachada dificilmente podem ser alteradas, a vida útil do revestimento irá depender fortemente das decisões de projeto e da qualidade da execução, que irão definir a resistência de aderência inicial do revestimento. A correta especificação da placa cerâmica, da argamassa adesiva e do procedimento de aplicação são fundamentais para este desempenho.

Neste trabalho, foi avaliada a relação entre a porosidade de placas cerâmicas (utilizando-se três tipos de placas cerâmicas com diferente absorção de água), a composição da argamassa colante (utilizando-se dois tipos de argamassa) e as condições de cura (sendo adotadas as três diferentes formas de cura estabelecidas pela norma ABNT 14.081-4:2012) na resistência de aderência do sistema de revestimento.

2. MATERIAIS UTILIZADOS

Foram avaliadas composições entre um substrato-padrão, placas cerâmicas com três diferentes teores de absorção de água, duas argamassas colantes e três condições de cura.

O substrato-padrão utilizado para os ensaios de adesão foi adquirido através de fornecedor normalizado pela ABNT, atendendo as exigências da NBR 14.081-2 (ABNT, 2012). A absorção dos blocos é de 0,3 cm³ de água no decorrer de 4 horas, estando abaixo do limite de 0,5 cm³ estabelecido pela norma.

Foram utilizadas placas cerâmicas prensadas com três diferentes níveis de absorção de água (IIa, IIb e III), determinados através da NBR 13.817 (ABNT, 1997). Para cada tipo de placa foram determinadas a absorção de água, segundo a NBR 13.818 (ABNT, 1997) e a absorção de água por capilaridade segundo as especificações do procedimento da RILEM TC 116 PCD (1999).

A Tabela 1 mostra os valores de absorção de água das placas cerâmicas.

Tabela 1. Absorção de água das placas cerâmicas.

	BIIa	BIIb	BIII
Limite inferior	3,01%	6,01%	10,01%
Resultado obtido no ensaio	4,80%	7,30%	12,50%
Limite Superior	6,00%	10,00%	

Todas as placas cerâmicas encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela NBR 13.817 (ABNT, 1997), confirmando a classificação do grupo de absorção indicado pelo fabricante.

O perfil de absorção de água (em g/cm²) obtido pelo procedimento da RILEM pode ser visualizado na Figura 1.

O valor médio de coeficiente de capilaridade da placa cerâmica tipo BIIa é de 0,046 g/cm².min^{1/2}, da placa BIIb 0,085 g/cm².min^{1/2} e da placa BIII 0,185 g/cm².min^{1/2}. As placas do grupo BIIa possuem o menor coeficiente de capilaridade, seguido pela BIIb e, por último as placas BIII, apresentando o mesmo comportamento observado nos ensaios de absorção de água.

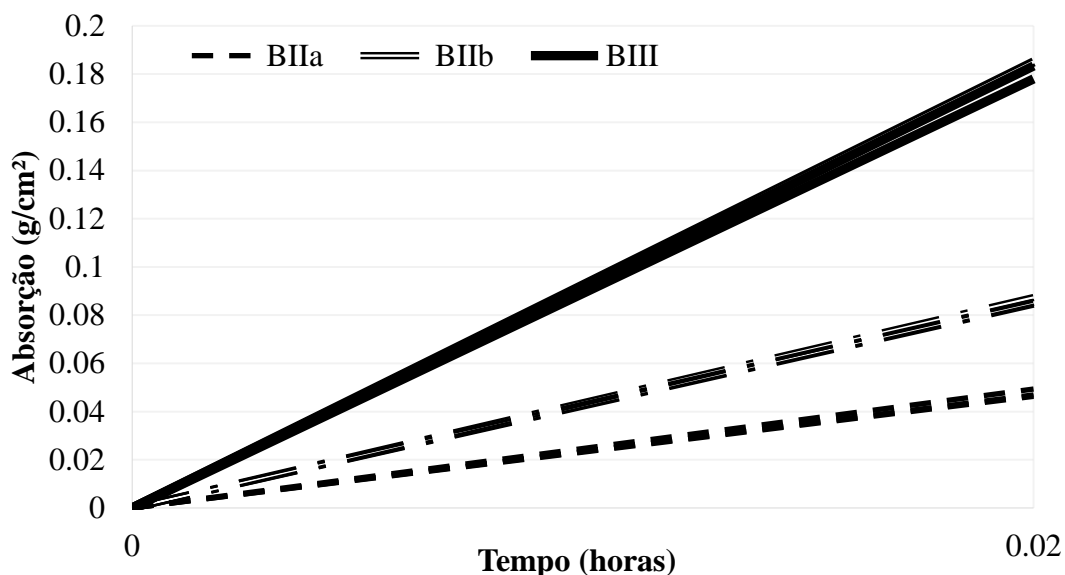


Figura 1. Perfil de absorção de água por capilaridade das placas cerâmicas.

Foram utilizadas argamassas colantes industrializadas para uso externo de dois tipos: argamassa colante industrializada tipo AC II e argamassa colante industrializada tipo AC III, que possui em sua composição mais aditivos promotores de aderência e retentores de água que as do tipo AC II. A argamassa colante tipo AC II utilizada no estudo é composta por cimento Portland CP IV (cimento pozolânico), areia e aditivos. De acordo com o fabricante, o aditivo “EcoCel Uno” tem a função de propiciar baixo deslizamento, trabalhabilidade e maior retenção de água. O produto “PLV 2000” é um polímero que proporciona aumento de resistência química e flexibilidade, além de melhor adesão. A argamassa colante tipo AC III, além dos materiais citados, possui formiato de cálcio. O formiato de cálcio é um acelerador de cura para sistemas a base de cimento Portland, promovendo aceleração nas reações químicas dos aluminatos e facilitando a dissolução da cal. Proporciona aumento do tempo em aberto, menor permeabilidade e aumento significativo da resistência da argamassa.

Os ensaios realizados no programa experimental estão relacionados na Tabela 2.

Tabela 2. Ensaio realizados e respectivas normas.

Ensaio de caracterização	Norma utilizada
Ensaio no estado fresco	
Densidade de massa aparente	NBR 14.086 (ABNT, 2004)
Índice de consistência	NBR 13.276 (ABNT, 2005)
Retenção de água	NBR 13.277 (ABNT, 2005)
Determinação do deslizamento	NBR 14.081-5 (ABNT, 2012)
Determinação do tempo em aberto *	NBR 14.081-3 (ABNT, 2012)
Ensaio no estado endurecido	
Absorção por capilaridade	NBR 15.259 (ABNT, 2005)
Absorção de água total	NBR 9.778 (ABNT, 2005)
Resistência à tração na flexão	NBR 13.279 (ABNT, 2005)
Resistência à compressão	NBR 13.279 (ABNT, 2005)
Determinação da variação dimensional e de massa	NBR 15.261 (ABNT, 2005)

- Obs.: para a execução deste ensaio foram utilizados dois conjuntos compostos por substrato padrão, placas cerâmicas do grupo de absorção BIII e argamassas colantes dos tipos AC II e ACIII preparadas conforme a NBR 14.081-2 (ABNT, 2012) sobre o substrato padrão na direção longitudinal

Dos ensaios realizados para a caracterização no estado endurecido, apenas o ensaio de resistência de aderência à tração é previsto por norma específica de argamassas colantes. Os demais ensaios foram adaptados a partir das normas de argamassas para revestimentos. Os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Caracterização das argamassas no estado fresco e endurecido.

Ensaio de Caracterização Argamassas Colantes:	Resultados:		Limites especificados pelas Normas
	AC II	AC III	
Estado Fresco			
Densidade de massa aparente - γ_s (g/cm ³)	1,46	1,44	-
Índice de consistência (mm) *	213	214	-
Retenção de água (%) *	99	99	-
Determinação do deslizamento (mm)	0,1	0,1	2
Estado Endurecido			
Coefficiente de capilaridade (g/dm ² .min ^{1/2}) *	3,49	4,96	-
Absorção de água total (%) *	23,78	23,50	-
Índice de vazios (%) *	34,51	35,69	-
Massa específica real (g/cm ³) *	2,22	2,36	-
Resistência à tração na flexão (MPa) *	2,5	2,6	Desvio abs. máx. ≤0,3MPa
Resistência à compressão (MPa) *	3,9	4,3	Desvio abs. máx. ≤0,5MPa

* Adaptadas das normas específicas para argamassas de revestimento

No estado fresco, tanto a argamassas AC II como a AC III obtiveram resultados muito próximos, não sendo possível distingui-las a partir das propriedades medidas nestes ensaios. No ensaio de determinação do deslizamento as argamassas apresentaram o mesmo valor, inferior ao máximo permitido pela NBR 14.081-5 (ABNT, 2012), de 2mm. Na determinação do tempo em aberto, a AC II teve como resultado de 0,50 MPa e a AC III 0,62 MPa. Os valores obtidos nos ensaios atendem a NBR 14.081-3 (ABNT, 2012), que especifica um valor mínimo de 0,50 MPa. No estado endurecido, os resultados para ambas argamassas apresentaram valores muito próximos, exceto em relação à capilaridade, onde a argamassa AC III apresentou valor superior à AC II.

A argamassa colante do tipo AC III tem uma variação dimensional superior à da AC II, com forte variação nas primeiras idades, visualizada na Figura 2.

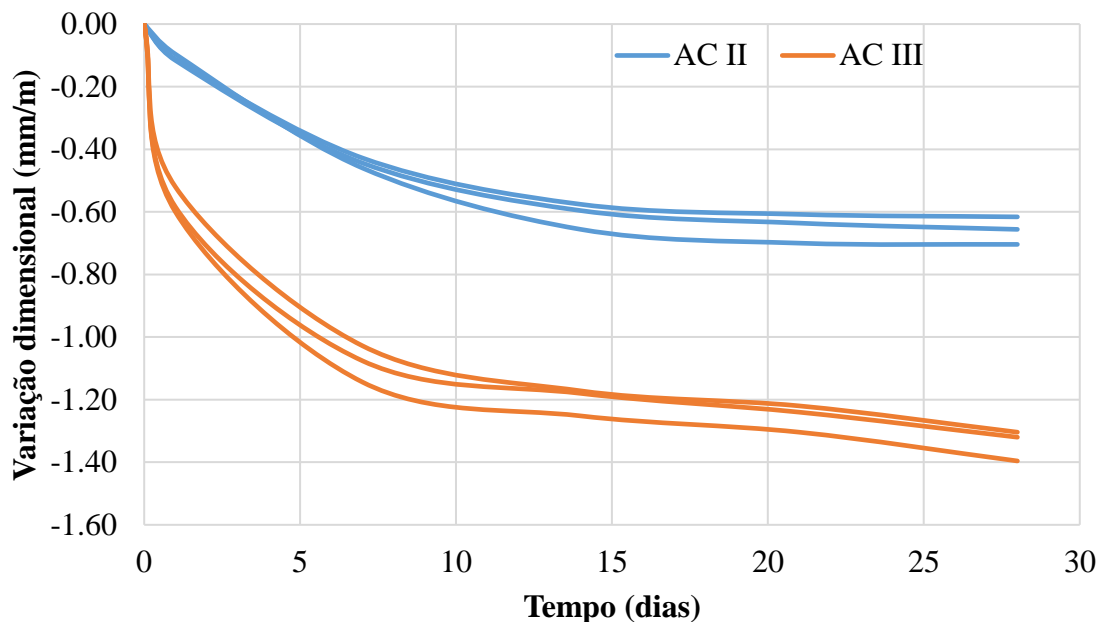


Figura 2. Variação dimensional das argamassas colantes.

Ambas as argamassas apresentam forte variação de massa nos primeiros dias (variando de 5 a 8%), porém, ao contrário do verificado na variação dimensional, a variação de massa foi maior para as argamassas colantes do tipo II. A partir do sétimo dia a variação das duas argamassas começou a se estabilizar, variando pouco até o final do ensaio, de acordo como apresentado na Figura 3.

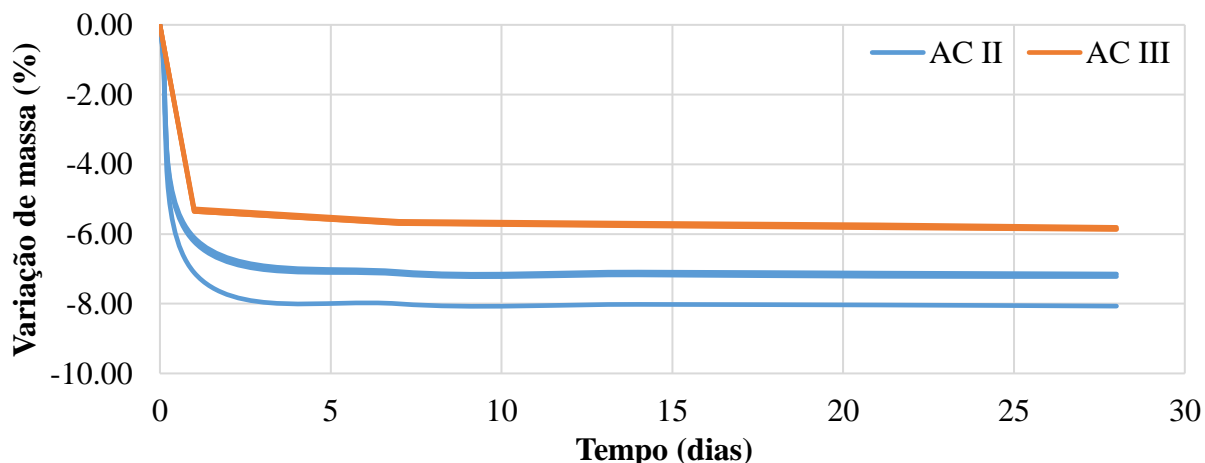


Figura 3. Variação de massa das argamassas colantes.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO SOBRE A ADERÊNCIA DO SISTEMA SUBSTRATO-PADRÃO/ARGAMASSA COLANTE/PLACA CERÂMICA

Os diversos sistemas formados pelas combinações entre substrato-padrão/argamassa colante/placa cerâmica foram avaliados a partir da determinação da resistência de aderência à tração e da extensão

da aderência. As composições, totalizando dezoito conjuntos de dez exemplares, foram identificados do seguinte modo:

- II e III: Argamassas colantes do tipo II e III, respectivamente;
- BIIa, BIIb e BIII: Grupo de absorção de água das placas cerâmicas;
- N, IA e AE: Tipos de cura a que os conjuntos foram submetidos (normal, imersão em água e aquecimento em estufa, respectivamente). Os procedimentos procuram avaliar o comportamento da argamassa colante em diversas situações de cura: a condição normal simula uma condição ideal de aplicação; a cura imersa simula a ação de molhagem decorrente de chuva e empoçamentos que podem ocorrer em pisos, e a cura com estufa procura avaliar o efeito de intensa exposição ao sol durante o período de cura.

Após o assentamento das placas cerâmicas com utilização de argamassa colante sobre o substrato-padrão, os conjuntos foram submetidos a três condições de cura. Na cura normal (N) os conjuntos permaneceram durante 28 dias em condições ambientais de laboratório (temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa de ar de $60 \pm 5\%$), conforme especificações da NBR 14.081-2 (ABNT, 2012). Na cura com imersão em água (IA) os conjuntos foram submetidos, durante sete dias, às condições de laboratório e, após, foram imersos em água a $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$, onde permaneceram durante vinte dias. Na cura com aquecimento em estufa (AE) os conjuntos foram submetidos durante 14 dias à condição de cura normal em ambiente de laboratório e então foram colocados em uma estufa com ventilação forçada com temperatura de $(70 \pm 2)^\circ\text{C}$ até a idade de 28 dias.

O ensaio de resistência de aderência à tração foi realizado segundo a NBR 14.081-4 (ABNT, 2012), conforme visualizado na Figura 4. Em cada substrato, foram realizados dez ensaios avaliando a resistência de aderência à tração e a extensão de aderência, logo após o período de cura dos conjuntos. Os ensaios foram realizados seguindo as especificações da NBR 14.081-4 (ABNT, 2012), utilizando o equipamento da marca Dinatest, modelo DS2-DPU-1100, com capacidade máxima de 5000N.



Figura 4. Peças metálicas coladas sobre as placas cerâmicas aderidas ao substrato-padrão.

A Figura 5 demonstra a média dos resultados obtidos no ensaio de resistência de aderência realizado nos conjuntos. Dos nove conjuntos de ensaio realizados com a argamassa colante tipo II, apenas os submetidos à cura normal atenderam ao valor de 0,5 MPa, mínimo requerido pela NBR 14.081-1 (ABNT, 2012). Apesar dos valores de resistência de aderência a tração das argamassas colantes tipo III serem superiores aos da argamassa tipo II, nenhum conjunto utilizando a argamassa colante tipo III alcançou o valor de aderência mínimo requerido pela NBR 14.081-1 (ABNT, 2012), de 1,0 MPa.

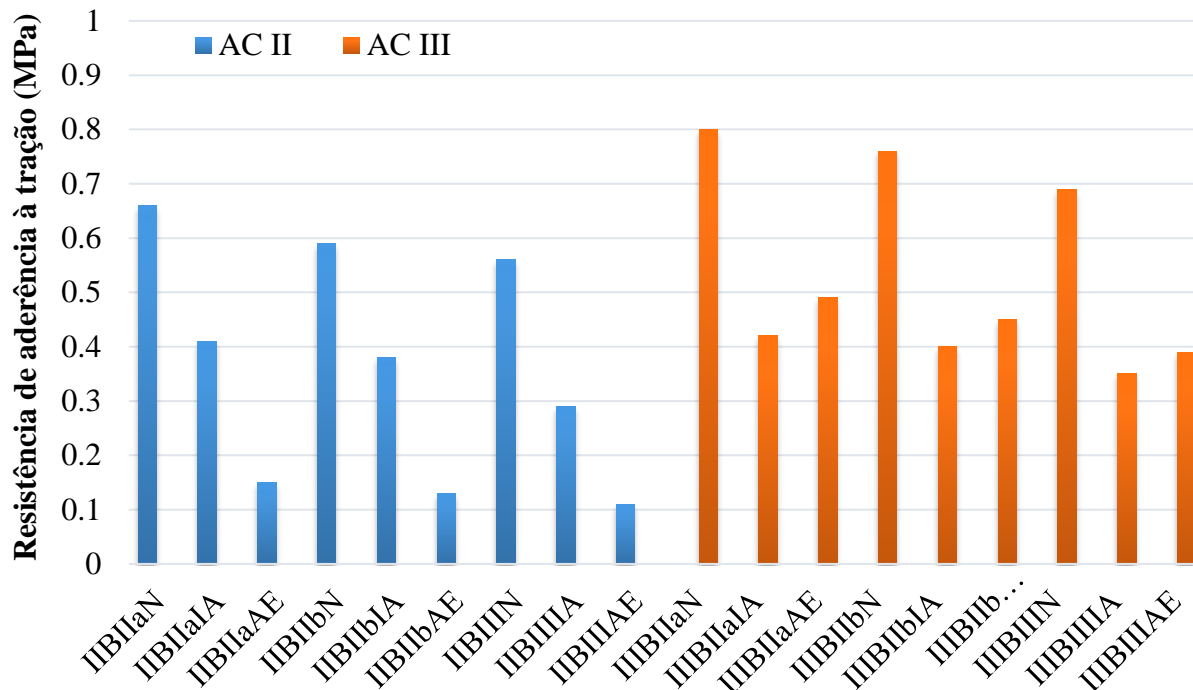


Figura 5. Resultados da resistência de aderência à tração dos conjuntos executados e valores mínimos à serem atingidos, segundo a NBR 14.081-1 (ABNT, 2012).

A influência das propriedades dos materiais na resistência de aderência dos conjuntos foi avaliada estatisticamente. Foi avaliada a significância do efeito das variáveis estudadas (variáveis independentes) na resistência de aderência à tração dos conjuntos (variável dependente), por meio de análise de variância (ANOVA). Os resultados da análise são visualizados na Tabela 4.

Tabela 4. Análise de variância das variáveis em estudo em relação à resistência de aderência.

	Soma dos quadrados	Grau de liberdade	Soma dos quadrados médios	Valor da variância	Nível de significância
Argamassa colante	1200,50	1	1200,50	22,5133	0,000476
Placa cerâmica	245,78	2	122,89	2,3046	0,142235
Cura	5018,11	2	2509,06	47,0530	0,000002

Considerando-se um nível de significância de 5 % ($p < 0,05$), verifica-se que o tipo de cura é a variável que apresenta maior efeito significativo, seguida pelo tipo de argamassa colante.

Comparando-se as características das argamassas utilizadas, pode-se levantar hipóteses sobre o comportamento da resistência de aderência.

A maior resistência de aderência foi obtida no processo de cura N (cura ambiente em laboratório por 28 dias). No processo de cura IA (imersão em água) a resistência de aderência caiu para 60% na argamassa tipo AC II e 52% na argamassa AC III. Neste processo, a cura ocorre em temperatura e umidade ambiente por sete dias, e após ocorre imersão das peças. Considerando-se que as duas argamassas utilizadas no estudo são a base de cimento Portland pozolânico (com um teor de pozolanas próximo a 50%), pode-se estimar que o grau de hidratação aos sete dias ainda é pequeno,

e que a saturação decorrente da imersão resulta em uma expansão diferencial da placa cerâmica e/ou do substrato, resultando em tensões de cisalhamento na interface com a argamassa, que reduzem a aderência do sistema. No processo de cura AE (com estufa) a resistência de aderência caiu para 22% na argamassa AC II e 59% na argamassa AC III. Neste processo de cura é utilizado um tempo de cura de 14 dias seguido por aquecimento em estufa até a idade de 28 dias, o que prejudica fortemente o processo de cura do cimento pozolânico e ocasiona a mais baixa resistência de aderência. Na argamassa AC III, o fato da perda da resistência de aderência da cura com imersão em água quase se igualar a perda da resistência de aderência da cura com aquecimento em estufa se dá na presença de formiato de cálcio em sua composição, que acelera o aumento da resistência de aderência nas primeiras idades.

Observa-se que em todas as argamassas e condições de cura a resistência de aderência das placas cerâmicas BIIa foi superior ao das placas cerâmicas BIIb, que também foi superior à aderência das placas cerâmicas BIII. Este resultado tem uma relação direta com a absorção de água das placas cerâmicas, indicando que o excesso de absorção de água pode prejudicar a aderência.

A face interna das placas cerâmicas utilizadas no ensaio de aderência foi fotografada para determinação da extensão de aderência. Utilizou-se o programa AutoCAD, aplicando-se o comando “polilinha” e traçando manualmente as bordas da região aderida. Ao final da execução dos traçados, estes foram hachurados e determinada a área. A Figura 6 (direita) mostra a hachura com o traçado marcado pela cor branca e com aplicação de efeito transparente.

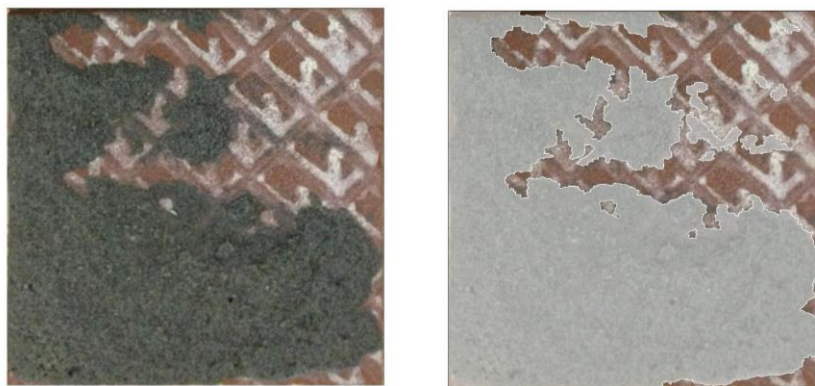


Figura 6. Visualização da extensão de aderência de uma placa cerâmica.

A extensão de aderência foi elevada em todos os conjuntos, sendo que apenas os conjuntos IIBIIbN e IIIBIIbN apresentaram um valor médio de extensão de aderência inferior a 90%. Na Figura 7 são visualizados os resultados individuais de extensão de aderência das 180 placas ensaiadas, sendo possível afirmar que não há uma relação direta entre extensão e resistência de aderência. A extensão de aderência pode ser influenciada pela natureza dos materiais constituintes do substrato e das argamassas, assim como as propriedades das argamassas (Moura, 2007). Uma boa extensão de aderência, embora fundamental, não é suficiente para garantir uma boa ancoragem de argamassa aplicada em substratos de blocos cerâmicos (Pagnussat, 2013).

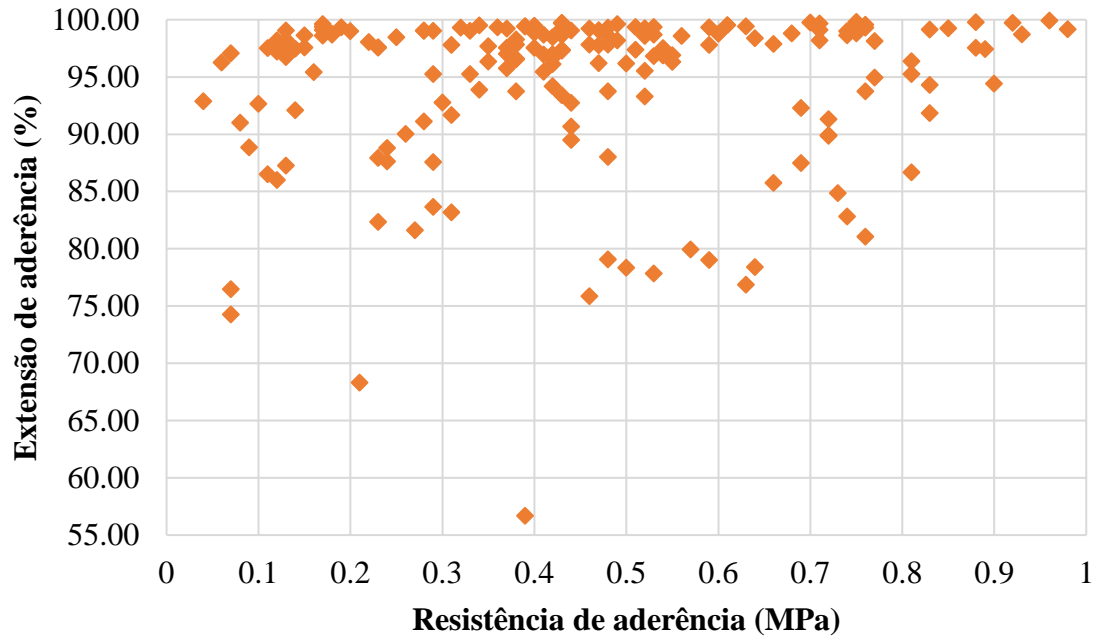


Figura 7. Extensão de aderência x resistência de aderência.

A influência do tempo em aberto da argamassa (tempo entre a mistura da argamassa com a água e a sua aplicação) na resistência e na extensão de aderência das placas cerâmicas foi avaliada nas argamassas AC II e AC III e mostrou-se significativo. Utilizou-se os tempos em aberto de 5 minutos e de 20 minutos. A resistência de aderência diminuiu cerca de 10% e a extensão de aderência diminuiu entre 40 e 50%, conforme visto na Figura 8.

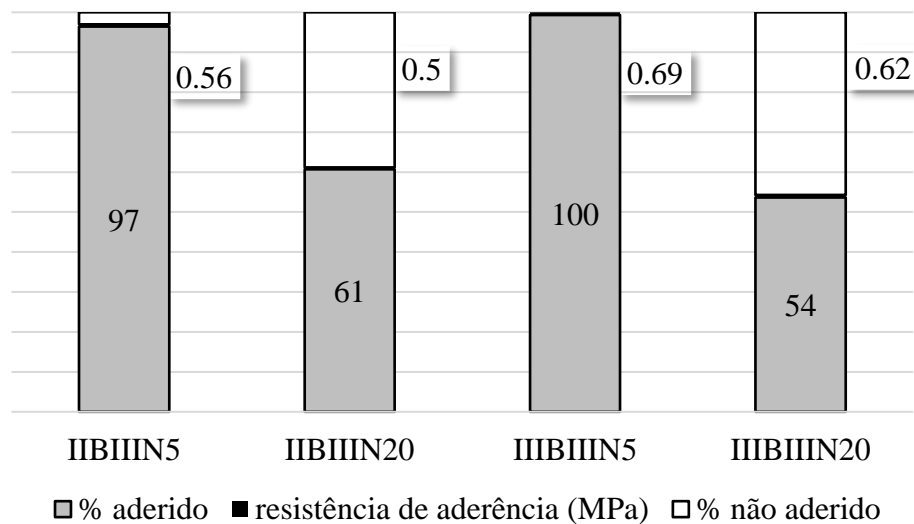


Figura 8. Extensão de aderência em função do tempo em aberto das argamassas.

Na Figura 9 pode-se visualizar a perda de extensão de aderência típica da aplicação da placa cerâmica após um tempo excessivo de espera, que resulta na perda de extensão de aderência e diminuição da resistência de aderência à tração. O fenômeno decorre do aumento da rigidez dos filetes de argamassa, que impede seu espalhamento durante a aplicação da placa cerâmica.

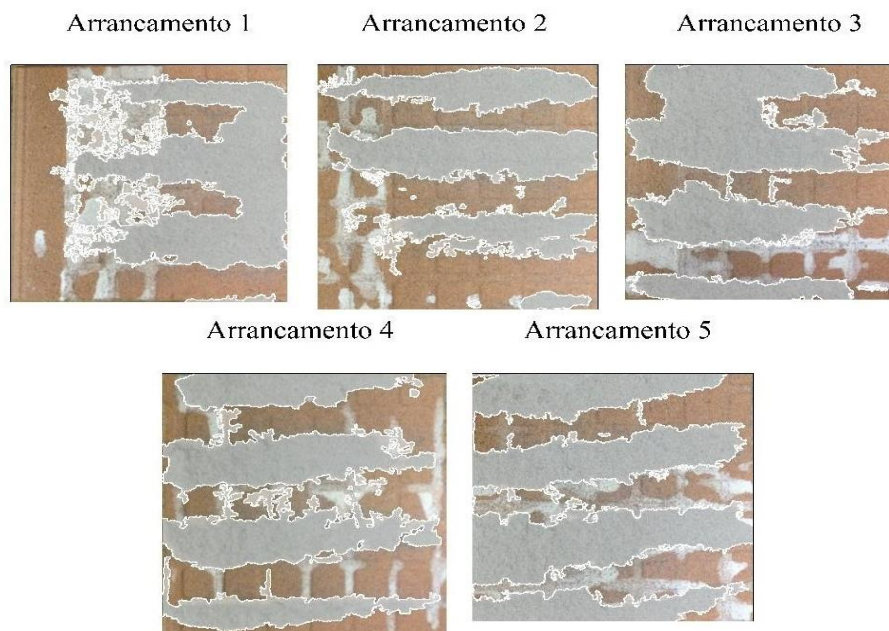


Figura 9. Extensão de aderência típica de assentamento da placa cerâmica após um tempo excessivo de espera.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da análise dos resultados dos ensaios realizados, pode-se observar que:

- Para as argamassas colantes utilizadas, todas à base de cimento Portland, a condição de cura é a variável com maior significância nos resultados de resistência de aderência à tração, seguida pelo tipo de argamassa colante. Tal fato chama a atenção para as diferenças de cura típicas do processo de aplicação de placas cerâmicas em fachadas, onde as peças são submetidas a diferenças expressivas de temperatura e umidade, além da eventual molhagem em função de precipitações durante o período de cura. A cura normal (ambiente de laboratório com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa do ar de $60 \pm 5\%$) apresentou os melhores resultados, e foi a única condição de cura em que as argamassas colantes em estudo foram aprovadas nos conjuntos de ensaios previstos nas normas;
- As características da placa cerâmica, expressas em função da permeabilidade, não influenciam significativamente a resistência de aderência do sistema, numa análise conjunta de todos os resultados. Entretanto, considerando-se um determinado tipo de argamassa colante e uma condição de cura específica, o aumento na absorção de água da placa cerâmica implica em diminuição de resistência de aderência;
- Não há uma relação estatisticamente significativa entre a extensão de aderência e a resistência de aderência das placas cerâmicas;
- O tempo de espera entre a mistura da argamassa colante com a água e a sua aplicação exerce forte influência na extensão de aderência da placa cerâmica e diminui sua resistência de aderência. Este fato alerta para a necessidade de especificação de tempos máximos de aplicação da argamassa colante, que devem ser controlados durante a aplicação;
- Considerando os materiais utilizados, os únicos conjuntos que atingiram a resistência de aderência à tração mínima estipulada pela NBR 14.081-1(ABNT, 2012) foram o IIBIIaN, IIBIIbN e o IIBIIIN, todos executados com a mesma argamassa colante (AC II) e submetidos ao mesmo tipo de cura (normal).

5. REFERÊNCIAS

- Abreu, M., Leitão, V., Lucas, J. C. (2004), “*Modeling the Behavior of Ceramic Tile Coverings*”, VIII World Congress on Ceramic Tile Quality – Qualicer, Castellón: (Espanha), p. 3.
- Antunes, G. R. (2010), “*Estudo de manifestaciones patológicas em revestimiento de fachada em Brasília - sistematización da incidência de casos*”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, p. 48.
- Asociación Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9.778 (2005), “*Argamassa e concreto endurecidos – Determinación da absorción de agua, índice de vazios e massa específica*”, Rio de Janeiro, pp. 1-4.
- Barros, M. M. S. B.; Sabbatini, F. H. (2001), “*Produção de revestimientos cerámicos para paredes de vedación em alvenaria: diretrizes básicas*”, (São Paulo, Brasil: EPUSP), p. 27.
- Bauer, R. (1995), “*Despedados em revestimientos cerámicos, análises e recomendações*”, in: Simpósio brasileiro de tecnologia de morteros. ANTAC, Goiânia (Brasil), pp. 193-201.
- British Standards Institution (BSI). (2015), “*Wall and floor tiling – Part2: Design and installation of external ceramic, natural stone and mosaic wall tiling in normal conditions*”, Code of practice – BS5385-2. London, p. 36.
- Campante, E.D.; Baía, L.L. M. (2008), “*Proyecto e execução de revêstimento cerâmico*”, (São Paulo, Brasil: O Nome da Rosa), pp. 87-90.
- Cnew, M. Y. L. (1992), “*The Study of Adhesion Failure of Wall Tiles*”, Building and Environment, v 27, n°4, pp. 493-499.
- Consoli, O. J. (2006), “*Análise da Durabilidad dos Componentes das Fachadas de Edifícios, Sob a Ótica do Proyecto Arquitetônico*”, Dissertación de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, p. 96.
- Goldberg, R. P. (1998), “*Direct adhered ceramic tile, stone and thin brick facades*”, Technical design manual. (USA: Laticrete International), p. 117.
- Mansur, A. A. P. (2007), “*Mecanismos Físico-Químicos de Adherencia na Interface Argamassa Modificada com Polímeros/Cerâmica de Revestimiento*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, p. 3.
- Mansur, A. A. P.; Do Nascimento, O. L.; Mansur, H. S. (2012), “*Mapeamento de Patologias em Sistemas de Revestimiento Cerâmico de Fachadas*”, Construindo, v. 4, n. 01, p. 64.
- Moura, C.B. (2007), “*Adherencia de revestimientos externos de morteros em sustratos de concreto: influência das condiciones de temperatura e ventilación na cura do chapisco*”, Dissertación de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 29.
- NBR 13.276 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Preparo da mistura e Determinación do índice de consistência*”, Rio de Janeiro, pp. 1-3.
- NBR 13.277 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Determinación da retenção de agua*”, Rio de Janeiro, pp. 1-3.
- NBR 13.279 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Determinación da resistencia a tracción na flexão e a compressão*”, Rio de Janeiro, pp. 1-9.
- NBR 13.817 (1997), “*Placas cerámicas para revestimiento – Clasificación*”, Rio de Janeiro, pp. 1-2.
- NBR 13.818 (1997), “*Placas cerámicas para revestimiento – Especificación e métodos de ensayo*”, Rio de Janeiro, pp. 11-13.
- NBR 14.081-1 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 1: Requisitos*”, Rio de Janeiro, pp. 1-5.

- NBR 14.081-2 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 2: Execução do substrato-patrón e aplicación da argamassa para ensayos*”, Rio de Janeiro, pp. 1-9.
- NBR 14.081-3 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 3: Determinación do tiempo em abierto*”, Rio de Janeiro, pp. 1-6.
- NBR 14.081-4 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 4: Determinación da resistencia de adherencia a tracción*”, Rio de Janeiro, pp. 1-7.
- NBR 14.081-5 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 5: Determinación do deslizamento*”, Rio de Janeiro, pp. 1-6.
- NBR 14.086 (2004), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Determinación da densidade de massa aparente*”, Rio de Janeiro, pp. 1-2.
- NBR 15.259 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Determinación da absorción de agua por capilaridad e do coeficiente de capilaridad*”, Rio de Janeiro, pp. 1-3.
- NBR 15.261 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Determinación da variación dimensional (retracción ou expansión linear)*”, Rio de Janeiro, pp. 1-6.
- Pagnussat, D. T. (2013), “*Efeito da temperatura de queima de blocos cerâmicos sobre a resistencia de adherencia a tracción de revestimientos de argamassa*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 161.
- Ribeiro, F. A. (2006), “*Especificación de Juntas de Movimentación em Revestimientos Cerámicos de Fachadas de Edifícios: Levantamento do Estado da Arte*”, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pp. 43-45.
- RILEM Technical Committees. RILEM TC 116 PCD (1999), “*Permeability of concrete as a criterion of its durability*”, Materials and Structures, v. 32, pp. 174-179.
- Saraiva, A. G.; Bauer, E.; Bezerra, L. M. (2001), “*Análise das tensiones entre argamassa colante e placas cerámicas submetidas a esfuerzos de natureza térmica*”, Revista Ambiente Construído, v. 2, n. 2, pp. 47-56.



Influência da espessura de cobertura dos elementos de concreto armado expostos a processos de corrosão e submetidos a cargas externas

R. S. Meneses¹, J. M. Moro¹, R. R. Aveldaño¹, N. F. Ortega¹

¹Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca, Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.134>

Artículo recibido el 02 de febrero de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 11 de Abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 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.revistaalconpat.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 última modificación: 30 de mayo 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

Ao realizar estudos sobre corrosão em concreto armado, é importante considerar nos ensaios a ação de cargas externas, pois esta situação é mais frequente nas estruturas. Neste artigo apresentam-se os resultados obtidos ao expor vigas de concreto armado a um processo de corrosão acelerada, submetidas a esforços de flexão materializados com cargas que geram tensões constantes de tração nas armaduras corroídas. As vigas foram elaboradas com diferentes espessuras de cobertura das armaduras e com um concreto de resistência característica de 25MPa. Este estudo coloca em evidência a influência da espessura de cobertura das armaduras, sobre o processo de corrosão e sua manifestação externa (fissuração do revestimento), frente às mesmas solicitações mecânicas.

Palavras-chave: corrosão de armaduras tracionadas; revestimento; fissuração.

ABSTRACT

When carrying out corrosion studies on reinforced concrete, it is important to consider the action of external loads in the tests, as this situation is the most frequent in the structures. In this work, we show the results obtained from exposing beams of reinforced concrete subjected to flexional effects, materialized with loads that generate equal tensile stress on the corroded reinforcement, to an accelerated corrosion process. The beams were manufactured with different coating thicknesses on the reinforcement and with a concrete of 25 MPa characteristic resistance. This study evidences the influence of the coating thickness of the reinforcement on the corrosion process and its external manifestation (cracking of the coating), compared with the same mechanical requests.

Keywords: corrosion of tensile reinforcement; coating; cracking.

RESUMEN

Al realizar estudios sobre corrosión en hormigón armado, es importante considerar en los ensayos, la acción de cargas externas, pues esta situación es la más frecuente en las estructuras. En este trabajo, se presentan los resultados obtenidos al exponer a un proceso de corrosión acelerada, a vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzos flexionales, materializados con cargas, que generan iguales tensiones de tracción en las armaduras corroídas. Las vigas se fabricaron con diferentes espesores de recubrimiento de las armaduras y con un hormigón de resistencia característica 25 MPa. Este estudio pone en evidencia la influencia del espesor de recubrimiento de las armaduras, sobre el proceso de corrosión y su manifestación externa (fisuración del recubrimiento), frente a las mismas solicitaciones mecânicas.

Palabras claves: corrosión de armaduras tracionadas; recubrimiento; fisuración.

Autor de contacto: Romina S. Meneses (romina.meneses@uns.edu.ar)

1. INTRODUCCIÓN

O concreto é o material de construção mais amplamente usado em todo o mundo. Estruturas feitas com este material tem certa vida útil, alguns processos que causam sua degradação podem afetar sua estética e, principalmente, o seu desempenho, evidenciado, no caso de corrosão de armaduras, pelo aparecimento de manchas, fissuras, deslocamento do cobrimento e outros.

Uma das manifestações patológicas que ocorre com mais frequência nas estruturas de concreto armado ou protendido, é a corrosão de sua armadura. O aço das armaduras é protegido contra a corrosão por uma camada passiva de produtos de hidratação do cimento, formado num ambiente alcalino. No entanto, em ambientes marinhos, os íons cloretos se acumulam na superfície do concreto e penetram lentamente para o seu interior, até chegar na armadura, de tal forma que, a partir de uma certa concentração dissolve a camada de passivação do aço e inicia um processo de corrosão. Estes produtos de corrosão têm um volume muito maior do que aço que os originou; inicialmente, eles se alojam na estrutura de poros do concreto e uma vez que a mesma colmata, tensões internas começam a surgir (Peralta, 2009), resultando em fissuras no cobrimento (Alonso, 1996; Andrade, 1993).

Estas fissuras no cobrimento favorecem o avanço da deterioração das estruturas afetadas, porque permitem o aumento do ingresso de agentes externos (cloretos, água e oxigênio) até as armaduras, causando uma diminuição na seção da armadura que pode afetar a aderência entre ambos os materiais (Al-Sulaimani, 1990; Almusallam, 1996; Rodrigues, 1993). Assim, à medida que a deterioração avança, diminui o momento resistente do elemento estrutural afetado, apresentando consequências negativas sobre a capacidade portante e a vida útil da estrutura afetada (Melchers, 2001; Rodríguez, 1996; Rodríguez, 1998; Torres-Acosta, 2007).

Existe uma série de fatores que controlam o processo de fissuração do cobrimento (Alonso, 1998), entre os quais se destacam: o ambiente em que está exposta a estrutura (Aveldaño, 2011) e as propriedades do concreto, a partir do ponto de vista a resistência mecânica do cobrimento (Rodríguez, 1998), e também pela necessidade de ter uma estrutura de poros que proporcione estanqueidade; portanto, dentro das propriedades do concreto, a absorção capilar (relacionada com a estrutura de poros) desempenha um papel muito importante, o que levou vários países a definir normas que fixam seus valores máximos (Instituto Argentino de Normalização e Certificação, 2005). Em trabalhos anteriores, realizados no laboratório onde estes estudos foram feitos (Schierloh, 2001; Schierloh, 2003), com vigas feitas com diferentes concretos e livre de cargas externas, foi estabelecido que a absorção capilar influencia no surgimento das primeiras fissuras por corrosão e a evolução dos potenciais de corrosão, durante o tempo dos ensaios de corrosão acelerada, sem correlações significativas entre o quadro de fissuração causado pela corrosão, com o comportamento eletroquímico registrado durante os ensaios. Outros fatores a considerar no processo de corrosão e seus efeitos estão relacionados com a forma em que está distribuída a armadura da estrutura (Aveldaño, 2009; Hariche, 2012) e as solicitações mecânicas a que estão sujeitas as armaduras no processo de corrosão que, inevitavelmente, estão associados com o estado de tensão do concreto que as circunda (Aveldaño, 2013).

Em relação ao estado de tensão das armaduras pode-se dizer que a tensão introduz uma incerteza nos processos corrosivos e suas consequências. Apesar da importância do assunto, no caso de armaduras sob tensões de tração, pode ocorrer o fenômeno conhecido como "corrosão sob tensão", mas são escassas as pesquisas em estruturas de concreto. No entanto, nos últimos anos alguns estudos foram realizados (Calabrese, 2013; Elfergani, 2012; Fumin, 2011; Ortega, 2011). Embora as estruturas de concreto armado sofram corrosão em serviço, normalmente sob cargas estáticas e / ou dinâmicas (por exemplo, pontes), poucos estudos têm sido realizados, em comparação com a análise das estruturas sob processo de corrosão, na ausência de cargas externas. O comportamento

esperado de uma estrutura que está sujeita aos efeitos da corrosão e, simultaneamente, sob a ação de cargas externas (tanto estáticas como dinâmicas), é a diferença na evolução da corrosão que estão atuando essas cargas, por estas razões, algumas investigações foram destinados para o estudo deste tema; Hariche et al. (2012) estudaram vigas de concreto armado expostas à corrosão acelerada, onde os principais parâmetros que variaram em seu estudo foram a disposição da armadura e a magnitude das cargas externas. Hariche et al. (2012) e Yu et al. (2015) analisaram a evolução da corrosão e a fissuração em vigas fissuradas sob a ação constante de cargas externas e expostas em câmara salina, realizando dois conjuntos de vigas com diferentes direções de moldagem, em relação à armadura de tração. Linwen, 2015 e Malumbela et al. (2009) estudaram vigas sob corrosão acelerada com cargas aplicadas muito inferiores à de ruptura, onde se monitorava a variação da profundidade da linha neutra, a curvatura e o momento de inércia.

Este artigo apresenta os resultados de ensaios realizados em vigas de concreto armado com diferentes espessuras de cobertura, sujeitas a um processo de corrosão acelerada e sob a ação de cargas estáticas externas. Tais ensaios têm como objetivo avaliar o comportamento das vigas, do ponto de vista da corrosão de armadura e seus efeitos externos (fissuração do revestimento de concreto) e internos (potencial de corrosão). Neste assunto, muitos trabalhos foram desenvolvidos em vigas sem cargas externas, não tendo sido encontrados trabalhos semelhantes ao apresentado neste artigo.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1 Materiais utilizados

Os materiais utilizados nos traços de concreto foram os seguintes:

- Cimento: foi empregado cimento Portland comum (CPN40) proveniente de uma fábrica localizada na província de Buenos Aires (zona central da Argentina).
- Agregado miúdo: constituído por areia natural silicosa de um porto localizado ao sul da província de Buenos Aires, que atenda às especificações de qualidade dadas pela norma IRAM 1627. (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1997).
- Agregado graúdo: constituído por seixo rolado cuja dimensão máxima nominal era de 25 mm, o que satisfaz os limites granulométricos indicados na norma IRAM 1627 (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1997)

O concreto foi preparado com uma relação água/cimento (a/c) de 0,50, valor adotado pela normalização argentina (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005), para estruturas resistentes que encontram a mais de 1km da costa, em uma zona influenciada por ventos com névoa salina. A dosagem utilizada está apresentada na Tabela 1.

Tabela 1. Composição e características do concreto

Materiais constitutivos	kg/m³ de concreto
Cimento Portland Comum	350
Agregado miúdo (areia natural silicosa)	895
Agregado graúdo (seixo rolado)	920
Água potável de rede	190
Relação água/cimento	0,50

2.2 Elaboração das amostras

Foram moldadas quatro vigas de concreto armado onde se variou a relação cobertura/diâmetro das barras para simular diferentes graus de proteção das armaduras, e foram moldados corpos de prova cilíndricos visando caracterizar o seu comportamento mecânico (compressão e tração) e físico (ensaio de absorção capilar).

As vigas tinham uma seção de 8 x 16 cm e 220 cm de comprimento, as armaduras longitudinais eram barras de aço corrugado de dureza natural (ADN 420, IRAM-IAS U 500-528) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1989) que é o aço mais utilizado nas construções da Argentina, com um diâmetro de 4,2 mm (duas barras na parte superior e duas na parte inferior) e estribos fechados de aço liso de diâmetro 2,1 mm, espaçados a cada 10 cm, com um cobertura que variou entre 10 mm e 25 mm. Deve ser esclarecido que a escolha dos diâmetros empregados nos ensaios foi devida à intenção de manter a semelhança geométrica das vigas do laboratório (na ordem de 1/3 do tamanho da estrutura real), com vigas utilizadas nas construções reais, para as quais foram usadas barras comercialmente disponíveis neste país. A Tabela 2 mostra as características das armaduras.

Tabela 2. Características das armaduras

	Tipo de aço	Diâmetro (mm)	Limite elástico (MPa)	Tensão de ruptura (MPa)
Armadura longitudinal	Dureza Natural	4 x 4,2	680	690
Estribos	Liso	2,1	640	640

O concreto foi lançado em fôrmas e adensado por vibração mecânica, as quais sofreram cura úmida durante os primeiros 7 dias. Posteriormente, a cura foi realizada em ambiente de laboratório (temperatura $\approx 20^{\circ}\text{C}$, umidade relativa $\approx 50\%$) por aproximadamente 60 dias. Também foram elaborados corpos de prova cilíndricos de concreto (15 x 30 cm), utilizados nos ensaios físico da capacidade e velocidade de sucção capilar (IRAM 1871) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005) e mecânicos: resistência à compressão (IRAM 1546) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1992) e à tração indireta (IRAM 1658) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1992). Os corpos de prova foram moldados e curados de acordo com a norma IRAM 1534 (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1985).

2.3 Processo de corrosão acelerada

Para efeitos de aplicação dos esforços de tração, as armaduras superiores (que seriam aquelas que seriam posteriormente submetidas a um processo de corrosão acelerada), foram inseridas cargas nas extremidades das vigas, sendo adotada como uma área a corroer uma zona intermediária, deixando balanços nas duas laterais. Na Figura 1 está apresentado o esquema estrutural adotada. A área compreendida entre os apoios tem uma sollicitação de flexão quase constante, por conseguinte, toda a área das barras afetadas pela corrosão está submetida a uma tensão praticamente de igual intensidade, ao estar sujeita em cada caso, ao seu peso próprio, além da ação de diferentes cargas que variam de 90 kg a 100 kg.

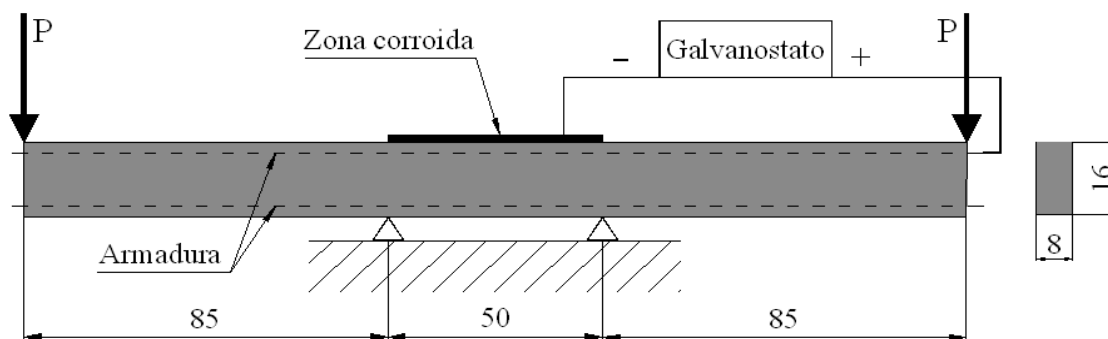


Figura 1. Esquema do ensaio.

Os elementos foram submetidos à corrosão acelerada por aproximadamente 160 dias, através da aplicação de uma corrente impressa externa, fornecida por um galvanostato ligado entre a extremidade de armadura superior exposta (ânodo) e um contra eletrodo (cátodo) formado por uma malha de aço inoxidável (50 cm de comprimento e mesma largura da viga) localizado em sua face superior. Sobre o mesmo foi disposta uma esponja (de mesmas dimensões), que foi mantida úmida com uma quantidade controlada de uma solução aquosa contendo 0,3% (em peso) de cloreto de sódio (NaCl) (3 g de NaCl / litro de água). Antes de ligar o galvanostato, durante 2 dias foi iniciado a molhagem da área central, a fim de assegurar que todo o cobrimento tivesse a umidade necessária para permitir a circulação da corrente. A fim de ter uma molhagem controlada (reduzindo a evaporação), as vigas foram cobertas com uma placa de acrílico e, em seguida, com uma capa de nylon. A densidade de corrente aplicada foi de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, que é cerca de dez vezes a medida em estruturas de concreto armado altamente corroídas (Rodríguez, 1993), que foi escolhida por ter sido adotada em estudos de diferentes grupos que trabalham sobre o assunto (Acosta, 1998; Alonso, 1994; Alonso, 1998; Aveldaño, 2011), de modo que no final do processo em estudo se obtenham penetrações de corrosão superiores a 0,30 mm nas barras num prazo razoável.

É interessante esclarecer que com este método empregado para se alcançar uma corrosão acelerada, o processo de corrosão inicia simultaneamente em todas as vigas ao conectá-las ao galvanostato, independentemente do seu cobrimento. Portanto, o que está sendo estudado neste trabalho são o processo de corrosão e os sintomas gerados a partir da aplicação de corrente externa. Logicamente, as estruturas existentes, afetadas por um ambiente com cloretos, as armaduras que têm um maior cobrimento demoram mais para despassivar (início da corrosão) e este processo que antecede a corrosão é estudado por pesquisadores que trabalham na penetração de cloretos e em carbonatação, linhas de pesquisa diferentes deste trabalho. A análise apresentada neste artigo representa o período posterior à iniciação (denominado período de propagação da corrosão). Estes dois períodos mencionados são estudados e definidos por Tuutti (Tuutti, 1982), em seu conhecido diagrama de vida útil das estruturas de concreto armado com base na corrosão de suas armaduras.

Supõe-se que as armaduras afetadas pela corrosão têm uma superfície de 162 cm^2 (determinada pelos 50 cm centrais das barras e pelos 6 estribos estão localizadas nesta região, assumindo que a corrosão foi estendida até um comprimento no ramo vertical dos estribos de 1 cm). Para fornecer uma densidade de corrente de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, os galvanostatos forneceram uma corrente de 16,2 mA. Após a conclusão do ensaio, as armaduras foram descobertas, onde foi observado um ataque não uniforme, com sinais de pites (indicando que os cloretos atuaram na superfície das barras) e estabeleceu-se que na armadura longitudinal, a corrosão havia ultrapassado os 50 centímetros centrais, em alguns centímetros de cada lado desta área (à medida que se chegou umidade no

cobrimento) com uma pequena profundidade de corrosão (se via claramente as corrugações das barras) e, em menor grau, algo semelhante aconteceu com os estribos.

Na Tabela 3, as vigas ensaiadas são identificadas de acordo com a relação da espessura de cobertura das armaduras/diâmetro adotados em cada viga (r/ϕ) e da carga aplicada (P), cuja magnitude é variada, de modo a produzir a mesma tensão nas armaduras tracionadas em todos os casos. As análises foram realizadas utilizando esta relação, como em grande parte da literatura sobre o assunto e não apenas com o cobrimento, a fim de generalizar os resultados obtidos. Além disso, é interessante notar que, independentemente do cobrimento utilizado, enquanto que a mesma proporção r/ϕ for mantida, o processo de fissuração será praticamente idêntico. No trabalho de Peralta M. H. et al. (2006) pode ser visto um estudo numérico, onde a evolução das tensões localizadas em diferentes partes do cobrimento do concreto, antes da fissuração, determinando a relevância da análise usando esta relação.

Tabela 3. Denominação das vigas

Denominação	Relação cobrimento/diâmetro (r/ϕ)	Carga aplicada (P) (kg)
V90	6,0	90
V93	4,8	93
V96	3,6	96
V100	2,4	100

2.4 Determinações realizadas durante os ensaios

Primeiramente, as vigas foram carregadas e antes do início de molhagem, foram medidas as fissurações de flexão iniciais. O monitoramento da superfície das vigas foi realizado através da observação diária e registrando o momento de aparição das primeiras manchas e das primeiras fissuras por corrosão. A partir do surgimento destas primeiras fissuras, foi realizada periodicamente a medição da largura (por comparação com uma régua graduada, com uma divisão mínima de 0,05 mm (ver Figura 2) e ao longo das mesmas (com uma régua graduada, que tem uma precisão milimétrica). Este procedimento foi realizado para encontrar as larguras máximas de fissuras, e as áreas de fissuração, obtidas com a soma dos comprimentos de cada fissura, multiplicadas pela sua respectiva largura.

Do mesmo modo, os potenciais de corrosão foram registrados de modo a efetuar um processo de controle de corrosão eletroquímica (Figura 3), de acordo com um procedimento normalizado (American Society for Testing and Materials, 1980). Estes foram medidos com um voltímetro marca CANIN (PROCEQ) utilizando um eletrodo de referência de cobre - Sulfato de Cobre (CSC), construído especialmente para medições em estruturas de concreto. Os potenciais de corrosão nos 50cm centrais da área central afetada por corrosão foram determinados em cinco pontos equidistante, realizando a média dos valores.



Figura 2. Medição da espessura de uma fissura gerada por corrosão acelerada.

Antes de iniciar as medições, as regiões foram umedecidas durante dois dias, até se obter um umedecimento constante com a referida solução de NaCl a 0,3%, em massa, e, subsequentemente, foi aplicada galvanostaticamente uma densidade de corrente constante durante todo o ensaio. Sob estas condições, que continuou durante todo o ensaio, a evolução do potencial de corrosão em vários pontos característicos da viga (em áreas secas e molhadas, em coincidência ou não com os estribos). Todas as medições foram realizadas desconectando previamente o galvanostato, e o concreto era umedecido nas áreas onde seriam realizadas as determinações posteriormente, de modo que as medições dos potenciais estabilizavam rapidamente. Este processo de umedecer, normalmente, durou várias horas.

A penetração teórica do ataque nas barras foi determinada a partir da Lei de Faraday (Alonso, 1998), assumindo uma corrosão uniforme das armaduras, portanto, pode-se dizer que a penetração determinada é um valor médio, e pode ser estimado pela expressão:

$$x = 0,0116 * i_{\text{corr}} * t \quad (1)$$

Onde:

x: profundidade do ataque [mm];

0,0116: fator de conversão de unidades;

i_{corr} : densidade de corrente de corrosão [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]

t: duração do ataque [anos].

Esta profundidade de ataque média nas barras, é obtida através da velocidade de corrosão, que está representada por i_{corr} , que é mantido constante pelo galvanostato.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização

Na Tabela 4 pode-se observar um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização das propriedades do concreto.

Tabela 4. Características do concreto empregado nas vigas ensaiadas

Compressão (MPa)	Tração Indireta (MPa)	Capacidade de Sucção Capilar (g/m ²)	Velocidade de Sucção Capilar (g/m ² .s ^{1/2})
27,0	2,5	2.773	3,45

De acordo com os resultados obtidos experimentalmente, a velocidade de sucção capilar é inferior a 4 g/m².s^{1/2}, valor máximo de velocidade de sucção capilar permitido pela norma argentina (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005), portanto, adequado para estruturas de concreto localizadas em presença de cloretos.

3.2 Monitoramento eletroquímico

Na Figura 3 se apresenta o comportamento eletroquímico da armadura, em que a evolução de potenciais de corrosão está ilustrada graficamente, representado a média das medições obtidas em 5 pontos situados na zona central afetada pela corrosão, em cada uma das quatro vigas ensaiadas. No eixo x existem duas escalas, uma representada pelo tempo decorrido desde o início do ensaio e na parte superior desta figura foi inserida a penetração teórica do ataque, que é um valor médio definido com a lei de Faraday (equação (1)), aplicado às perdas significativas de material nas armaduras situadas na área central das vigas.

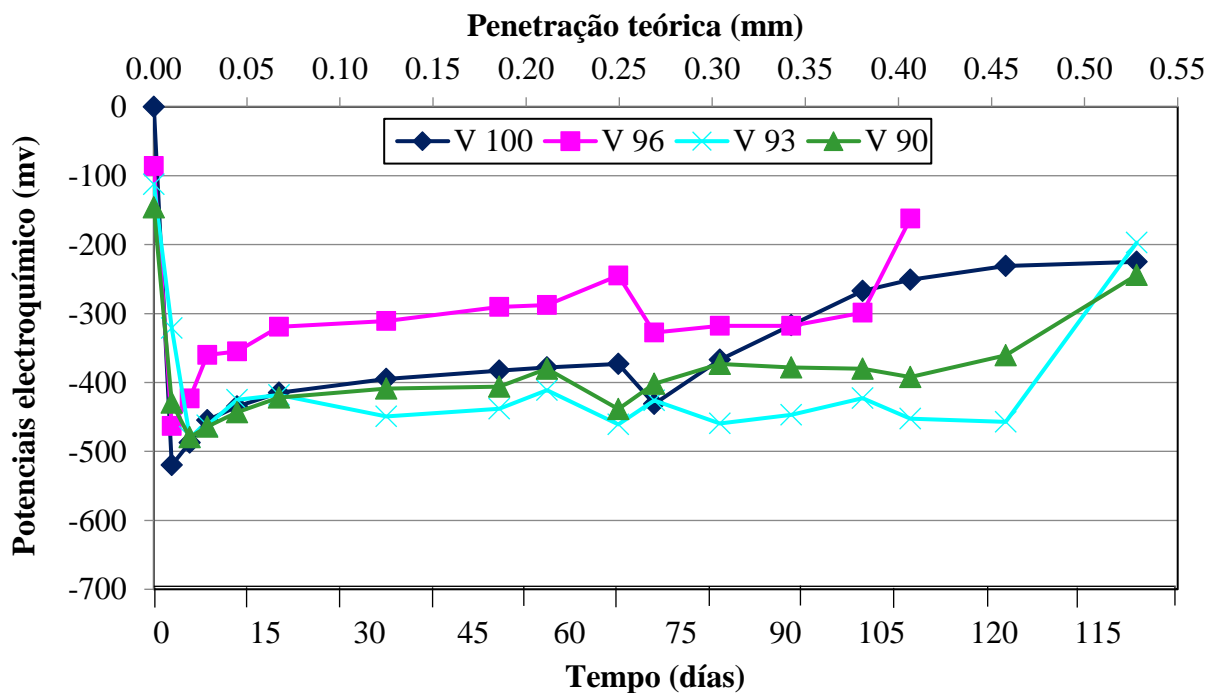


Figura 3. Potenciais de corrosão médios (zona hidratada), em função da penetração teórica e de tempo

Deve notar-se que, mesmo que o ensaio durou cerca de 160 dias, quando superou os 140, a viga V96 entrou em colapso (Figura 4) devido a uma significativa redução na seção transversal de sua armadura, produzida pela profundidade dos pites gerados pela corrosão. Enquanto a viga V100 rompeu aos 160 dias, momento em que se terminaram os ensaios. Isto indica que o processo de

corrosão, es aleatório, como é sabido, y afeta a vida residual do elemento estrutural afetado, mas em particular, os pites podem diminuir ainda mais.



Figura 4. Viga V96 após o colapso.

O comportamento eletroquímico analisado nas quatro vigas, através do monitoramento de seus potenciais de corrosão, mostrou que após os primeiros 5 dias, uma vez que o processo de corrosão acelerada foi conectado, foi obtido o valor mínimo de potencial, onde as vigas com menor cobertura (V96 e V100) foram as que completaram primeiro o seu período de ativação (com potenciais mínimos entre -478 e -531mV). Posteriormente, observa-se um aumento destes potenciais que pode ser considerado como um processo de pseudo-passivação, que é acompanhado pela fissuração generalizada (ver Figura 5), que foi semelhante em todas as vigas, embora o potencial das duas vigas com as menores relações cobertura / diâmetro de armadura seja um pouco mais elevado do que as outras duas, de modo que se pode dizer que estão mais passivadas por apresentar uma maior facilidade de ingresso de oxigênio do exterior. Este processo mencionado também foi encontrado em trabalhos anteriores realizados neste laboratório (Aveldaño, 2011; Aveldaño, 2013; Schierloh, 2001).

3.3 Monitoramento das áreas de fissuração

Sabe-se que em estruturas de concreto sujeitas à flexão, quando as tensões na zona de tração superam a resistência de concreto, são geradas fissuras que são chamadas de "fissuras de flexão", identificáveis pela sua direção transversal à armadura principal da viga. Isso é inevitável, com ou sem problemas de corrosão. Se, além disso, as armaduras estão em processo de corrosão, o quadro de fissuração é agravado, porque ambos os efeitos se sobrepõem: fissuras por flexão e corrosão.

Devido ao fato dos produtos de corrosão apresentar um volume maior do que o material original, pressões internas são geradas, que fazem que parte desses produtos encham os poros do concreto e outros saltam para fora através das fissuras por flexão (se houver). À medida que a corrosão progride e com a saturação dos poros, os óxidos produzem tensões que, ao superar as tensões de ruptura por tração do concreto, estes se fissuram na direção longitudinal. Estas são as denominadas "fissuras por corrosão". É necessário esclarecer que a divisão entre fissuras de flexão e por corrosão não é um conceito de definição muito clara, porque à medida que o processo de corrosão evolui, o progresso de ambas é interligado, podendo reforçar-se mutuamente, como especificado no parágrafo seguinte. A diferença mencionada na direção das fissuras é o que permite classificá-las desta forma. A presença de fissuras por flexão (quando a carga é de magnitude suficiente para gerá-las), faz com que a penetração de oxigênio, água e cloretos na armadura acelere, favorecendo o processo de corrosão das mesmas (ajudando a aumentar as áreas de fissuras por corrosão). Por outro lado, ao reduzir a seção das barras devido à corrosão, o equilíbrio interno da seção faz com que aumente as

fissuras por flexão aumentem. Além disso, pelo fato das fissuras de flexão serem rotas para o lado externo, uma parte dos produtos de corrosão pode crescer em espessura e comprimento, o que pode aumentar ainda mais as áreas de fissuras de flexão. Isto é, o crescimento total da fissuração envolve a redução da seção resistente da viga (pela redução da seção das armaduras e da seção útil mecanicamente do concreto), de tal modo que, no caso de cargas muito próximas da ruptura do elemento, a estrutura pode entrar em colapso, como aconteceu com a viga V96 aos 140 dias de ensaio.

Uma vez que as cargas externas foram aplicadas, iniciou-se a medição das fissuras. Na Figura 5 se apresenta a evolução das áreas de fissuração totais em cada viga; isto é, aquelas obtidas pela soma das áreas de fissura por flexão e da fissuração por corrosão (na mesma direção que a armadura principal da viga). Vale lembrar que a chamada Área de Fissuração é a somatória dos produtos do comprimento pela largura de cada fissura.

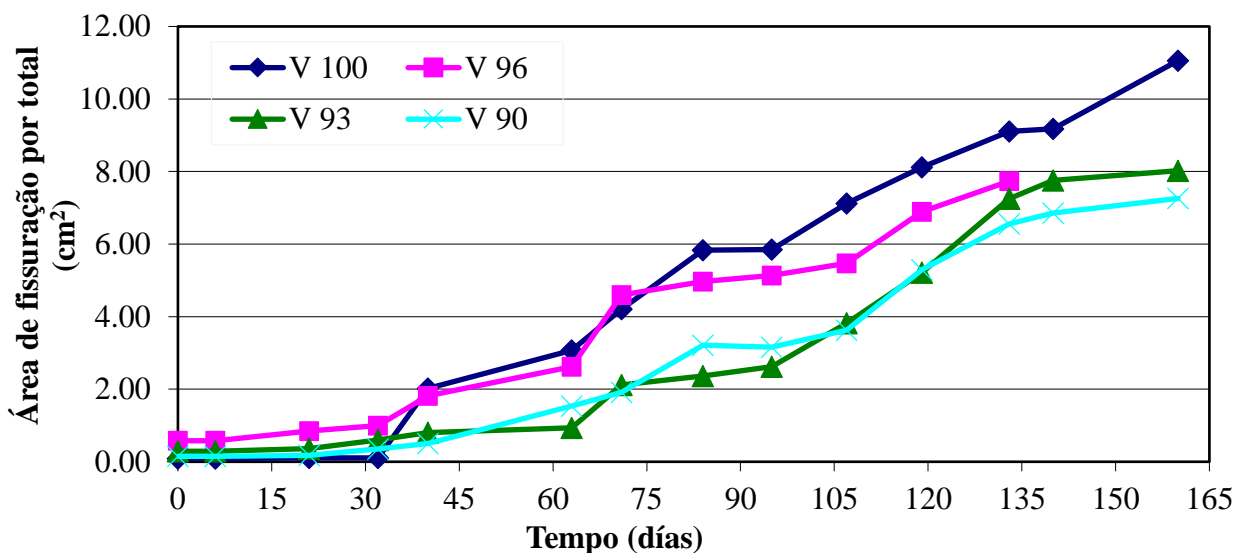


Figura 5. Área de fissuração total, em função do tempo.

Como era esperado, o aparecimento das fissuras de corrosão se manifestou mais tarde nas vigas com maior cobertura. As vigas V90 e V93 tiveram uma evolução de área de fissuração total semelhante durante o tempo de ensaio, tendo em conta o grau de dispersão que geralmente aparece na maior parte dos trabalhos experimentais; enquanto que as vigas V96 e V100 mostraram um comportamento diferente, com áreas de fissuração totais superiores às vigas restantes, por apresentar uma relação r/ϕ mais baixa das armaduras. No entanto, quando analisado em separado a área de fissuração por flexão (Figura 6), verifica-se que a viga V96 apresentou valores muito superiores aos demais; isto é claramente visto no estado em que a viga chegou, onde a deterioração por corrosão ocorreu mais na zona das fissuras por flexão, enquanto o resto das vigas apresentou uma fissuração mais generalizada. Obviamente, esta maior fissuração inicial devida à flexão foi um importante via de entrada de cloretos, que chegaram até a armadura, apresentando a viga V96 as maiores áreas de fissuração total (Figura 5), durante os primeiros 30 dias de ensaio, em seguida, o seu comportamento esteve dentro das expectativas.

Este comportamento observado na viga V96 explica seu colapso prévio ao da viga V100, e destaca, por um lado, a influência da menor relação r/ϕ da viga V100, a qual, apresentando a menor fissuração por flexão na maior parte do ensaio, apresentou fissuração por corrosão superior às

demais; e por outro lado, a importância que têm as fissuras de flexão na deterioração de uma estrutura sujeita à corrosão, como é o caso da viga V96.

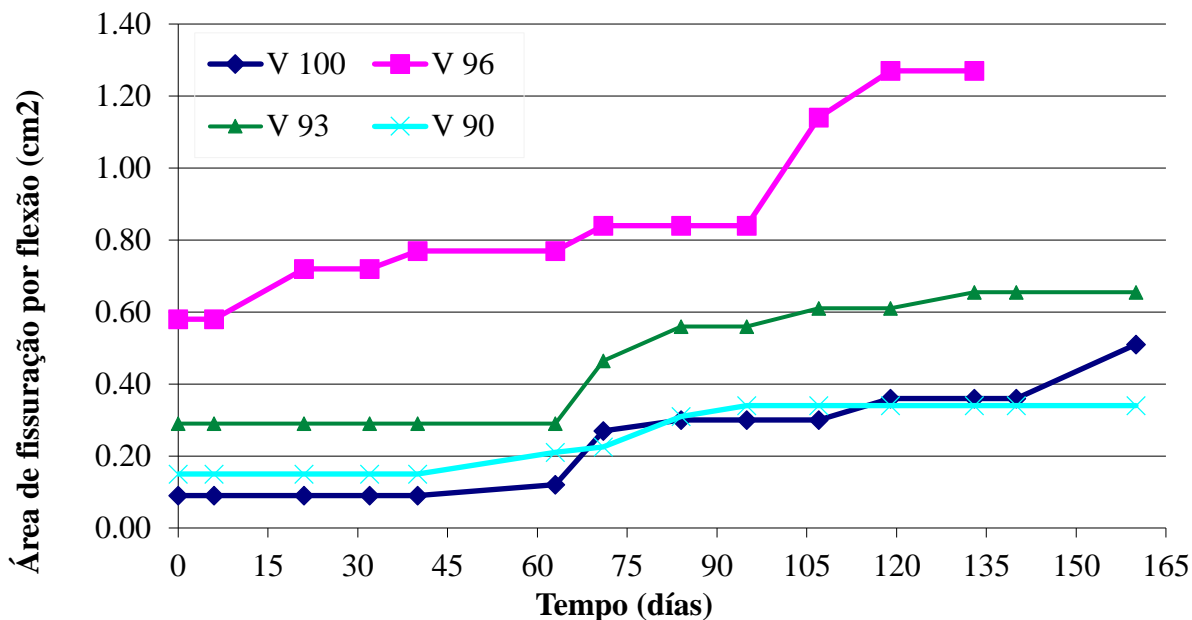


Figura 6. Área de fissuração por flexão, em função do tempo.

Enquanto neste trabalho é analisado o comportamento frente a um processo de corrosão de vigas com diferentes relações r/ϕ de suas armaduras, as quais estão sujeitas à mesma tensão, gerada por cargas externas, pode-se fazer uma comparação da evolução da fissuração do cobrimento observado com o obtido em outros estudos realizados pelo mesmo grupo de pesquisa (Moro, 2012), em vigas de concreto com qualidades semelhantes às deste trabalho, elaboradas com ou sem agregados reciclados de concreto e submetidas ao mesmo processo corrosivo, mas sem a aplicação de cargas externas. Neste caso, a viga padrão (sem agregado reciclado) tem uma relação r/ϕ de 2,4 e, portanto, é comparável com a viga V100 deste trabalho, e para realizar uma análise de regressão das áreas de fissuração totais em ambas as vigas, pode-se observar que a inclinação é superior na V100 ($y = 0,074 x - 0,9502$) do que na viga padrão sem cargas externas ($y = 0,068 x - 0,7688$). Isto se deve à presença de tensões de tração da V100 nas barras, gerando fissuras por flexão, que facilitam o ingresso de agentes agressivos exteriores, causando uma aceleração no processo de corrosão.

Na Figura 7 observa-se que o aparecimento da primeira fissura visível de corrosão é retardado (a profundidade média de ataque é proporcional ao tempo, expressão (1)), na medida em que se aumenta a espessura do cobrimento (maior proporção r/ϕ). O aumento da espessura do cobrimento faz com que ocorra o atraso no aparecimento das primeiras fissuras por corrosão (Figura 7) e a sua evolução seja mais lenta (ver Figura 5), porque os elementos agressivos exteriores (cloretos, oxigênio e água) levam mais tempo para chegar à armadura. Esta situação, no caso de armaduras tracionadas com menores relações r/ϕ , é preocupante, uma vez que essa maior profundidade de ataque nas barras, com sintomas externos inferiores (fissuração), contém um risco considerável, porque reduz o tempo de aviso de colapso estrutural, sendo mais preocupante se houver cloretos que geram pites. Na Figura 7 é também adicionado um ponto que corresponde à viga padrão (sem cargas externas e razão $r/\phi = 2,4$) do trabalho mencionado acima (Moro, 2012), onde se observa que é necessária uma maior profundidade de ataque para o aparecimento das primeiras fissuras visíveis.

A equação obtida na Figura 7 por uma análise de regressão ($y = a + bx$) pode ser comparada com a obtida em outros estudos (Alonso, 1998), onde foram utilizados concretos elaborados com relações água/cimento entre 0,52 e 0,65, em quanto as outras condições de ensaio são semelhantes, entre as quais se destacam: a faixa de variação da relação cobertura / diâmetro um pouco mais ampla do que a adotada nesta publicação, em ambos os trabalhos foram colocados estribos e foi empregada a mesma intensidade de corrente. Os resultados obtidos no trabalho citado foram: $a = 7,53$ e $b = 9,32$, com $R^2 = 0,92$. O declive desta linha é muito mais baixo do que o obtido no presente trabalho ($a = 13,71$), portanto, pode-se dizer que, em estruturas sujeitas a cargas externas, se acelera a degradação gerada pela corrosão de suas armaduras, mesmo para concretos feitos com uma relação água/cimento ligeiramente inferior as de referência.

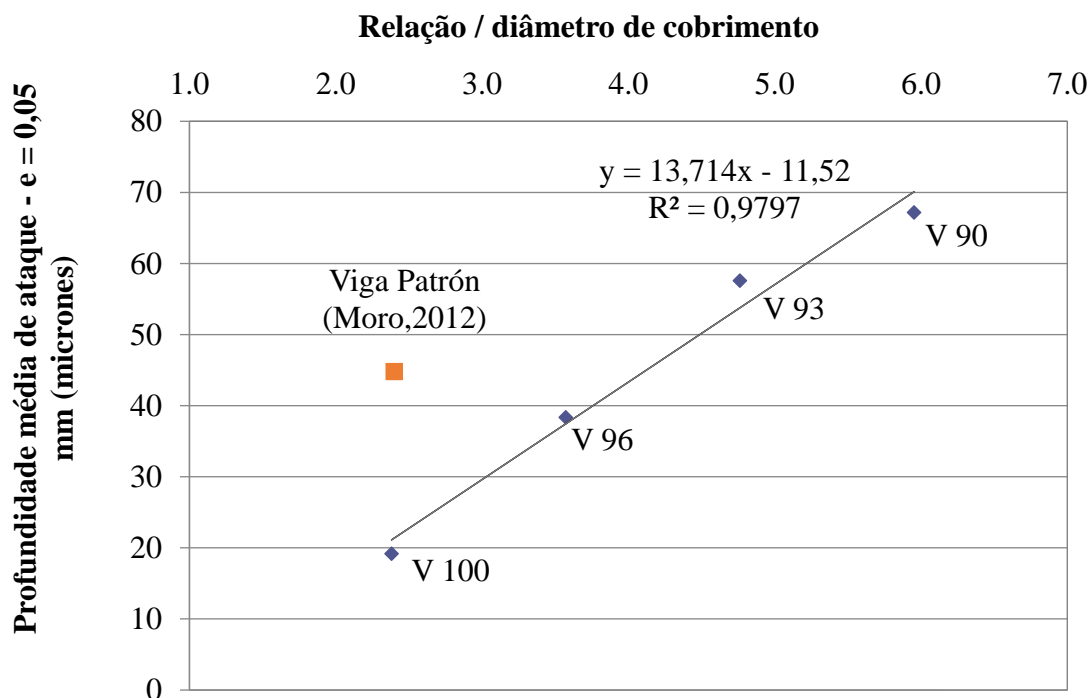


Figura 7. Relação entre a profundidade média de ataque aos reforços produziu a primeira fissura visível ($e = 0,05$ mm) por corrosão e relação / diâmetro de cobertura da barra.

Depois de concluir o ensaio, as armaduras foram descobertas, retirando seus cobrimentos. Na inspeção visual, observou-se que, devido à ação de cloretos (apesar da baixa concentração adotada), a corrosão nas barras geralmente não era uniforme, mas observaram-se algumas áreas de corrosão localizada (pites), sem mostrar nenhum padrão particular. No entanto, em alguns casos foram encontrados maiores pites nas áreas perto de fissuras de flexão, como na viga V96, onde a seção de colapso coincidiu com uma fissura de flexão.

3.4 Monitoramento das larguras máximas das fissuras

Na Figura 8, é apresentada a variação da largura máxima de fissuração, em função do tempo. Pode-se observar que a largura máxima de fissuração, durante a maior parte do ensaio, foi maior na viga V96, pela influência de fissuração por flexão. Na evolução do resto das vigas, não foram notadas grandes diferenças, pois a distribuição de fissuração se desenvolveu de maneira diferente em cada viga, seja de forma mais generalizada ou mais localizada, sem gerar diferenças evidentes entre as várias amostras testadas.

Se a evolução da largura máxima de fissuração for comparada com as áreas de fissuração (Figura 5), pode-se notar que os últimos são mais representativos da evolução geral da deterioração, porque a largura máxima é comum variar de localização na viga durante o processo de corrosão; também tende a evoluir em saltos, dependendo do aparecimento de novas fissuras que provocam a redistribuição das tensões internas no cobrimento. Por exemplo, na Figura 8 pode ser visto que a viga V90 é a que tem maior fissuração entre 40 e 90 dias, quando, na realidade, teria que ser a que apresentava os valores mais baixos. Esta situação também é encontrada em outros estudos (Aveldaño, 2009, Aveldaño, 2013). No entanto, se inclui esta figura porque nas normas é comum limitações de largura máxima de fissuras, portanto é usada como uma referência em diversas literaturas internacionais. Deve-se notar que devem ser realizadas pesquisas para normalizar a área de fissuração, a fim de fazer comparações válidas entre diferentes vigas danificadas, por exemplo, em função do comprimento do elemento afetado ou da largura da área corroída, e depois estabelecer indicadores representativos de insuficiência e limitá-los.

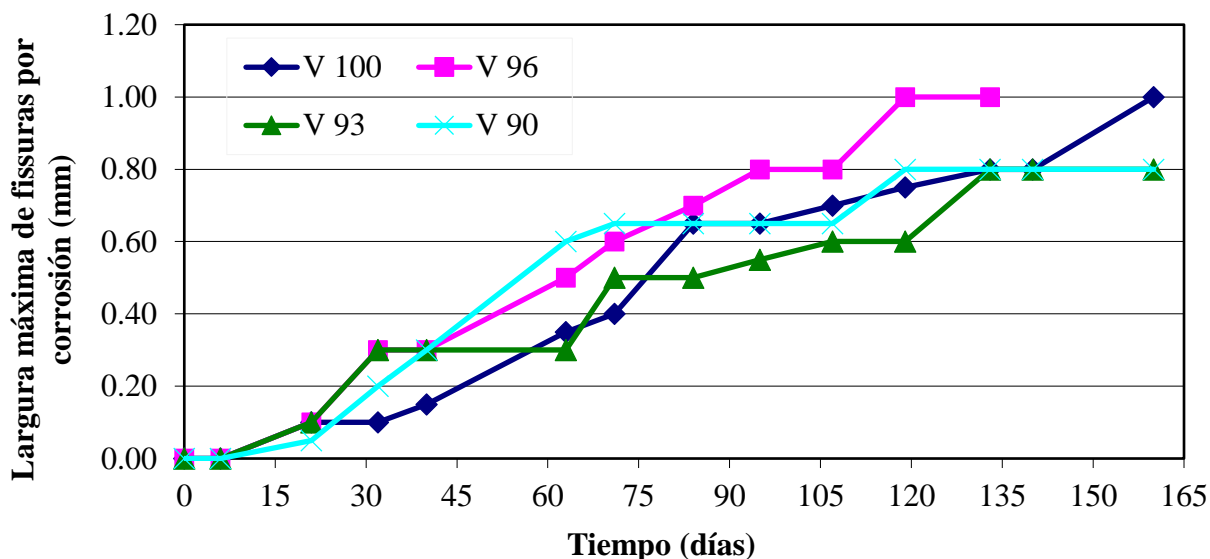


Figura 8. Largura máxima de fissuras em função do tempo

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho experimental, verificou-se que a deterioração por corrosão das armaduras de vigas expostas a cargas externas foi maior do que se não estivessem carregadas e que a espessura do cobrimento tem influência sobre este processo, todos os quais afetam a vida residual e capacidade de carga da estrutura afetada. Em particular, verificou-se que:

- Em vigas carregadas, com armaduras afetadas pela corrosão acelerada, com o aumento da relação cobrimento de concreto / diâmetro das armaduras, leva mais tempo para aparecer as primeiras fissuras por corrosão e sua evolução é mais lenta, tornando-se evidentes nas áreas de fissuração totais. O efeito protetor gerado pelo maior cobrimento faz com que os elementos agressivos do exterior (cloretos, oxigênio, água) demandem mais tempo para alcançar a armadura, reduzindo a velocidade do processo;
- As fissuras do cobrimento de concreto, causadas pela deformação gerada por cargas externas, favoreceram o aumento de fissuração por corrosão das armaduras, aumentando a fissuração total, e consequentemente influenciando subsequente degradação da estrutura.

De um ponto de vista prático, as conclusões acima podem determinar que em construções de concreto armado carregadas e inseridas em ambientes agressivos, deve ser reduzida, tanto quanto possível, as fissuras de flexão, causadas por cargas de serviço, aumentando ainda mais a relação cobertura /diâmetro das armaduras, para reduzir os efeitos da corrosão sobre as mesmas.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão ao Dr. Carla Priano, Ing. Lilia Sinais e técnicos J. P. Gorordo Laboratório de Modelos Estruturais e de D. Smith Laboratório de Materiais de Estudo e Testing, U.N.S., por sua assistência na preparação de ensaios. Além disso, a Secretaria-Geral da Ciência e Tecnologia e do Departamento de Engenharia da Universidade Nacional do Sul pelo aporte financeiro e institucional para a realização destas investigações.

6. REFERÊNCIAS

- Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Aziz, A. R. (1996), “*Effect of reinforcement corrosion on bond strength*”, Construction and Building Materials, V. 10, No. 2, pp. 123-129.
- Alonso, M. C., Andrade, C., Rodríguez, J., Diez, J. M. (1998), “*Factors controlling cracking in concrete affected by reinforcement corrosion*”, Materials and Structures, Nr. 31, pp. 435-445.
- Alonso, M. C., Andrade, M. C., Rodríguez, J., Casal, J., García, M. (1994), “*Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras*”, Hormigón y Acero, No. 194, pp. 29-42.
- Al-Sulaimani, J., Kaleemullah, M., Basunbul, I. A., Rasheeduzafar (1990), “*Influence on corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members*”, ACI Structural Journal, V. 87, Nr 2, pp. 220-231.
- American Society for Testing and Materials: ASTM C876, “*Standard test method for half cell potential of reinforcing steel in concrete*”, Philadelphia, U.S.A, (1980).
- Andrade, M. C., Alonso, M. C., Molina, F. J. (1993), “*Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – Experimental test*”, Materials and Structures, Nr. 26, pp. 453-464.
- Aveldaño, R. R., Ortega, N. F. (2009), “*Influence of reinforcement distribution in the corrosive process of reinforced concrete beams*”, Magazine of Concrete Research, Thomas Telford, V. 61, Nr. 3, pp. 213-220.
- Aveldaño, R. R., Ortega, N. F. (2011), “*Characterization of Concrete Cracking due to Corrosion of Reinforcements in Different Environments*”, Construction and Building Materials, V.25, pp.630-37.
- Aveldaño, R. R., Ortega, N. F. (2013), “*Behavior of concrete elements subjected to corrosion in their compressed or tensed reinforcement*”, Construction and Building Materials, Nr. 38, pp. 822–828.
- Calabrese, L., Campanella, G., Proverbio, E. (2013), “*Identification of corrosion mechanisms by univariate and multivariate statistical analysis during long term acoustic emission monitoring on a pre-stressed concrete beam*”, Corrosion Science, V. 73, pp. 161-171.
- Elfergani, H. A., Rhys, P., Holford, K. M. (2013), “*Damage assessment of corrosion in prestressed concrete by acoustic emission*”, Construction and Building Materials, V. 40, pp. 925–933.
- Fumin, L., Yingshu, Y., Chun-Qing, L. (2011), “*Corrosion propagation of prestressing steel strands in concrete subject to chloride attack*”, Construction and Building Materials, V. 25, Nr. 10, pp. 3878-3885.

Hariche, L., Ballim, Y., Bouhicha, M. Kenai, S. (2012), “*Effects of reinforcement configuration and sustained load on the behaviour of reinforced concrete beams affected by reinforcing steel corrosion*”, Cement and Concrete Composites, V. 34, Nr. 10, pp. 1202–1209.

Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1627: “*Agregados. Granulometría de los agregados para hormigón*”, Buenos Aires, (1997).

Instituto Argentino de Racionalización de Materiales – Instituto Argentino de Siderurgia, Norma U 500-528: “*Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón*”, Buenos Aires, (1989).

Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1871: “*Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido*”, Buenos Aires, (2005).

Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1546: “*Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de compresión*”, Buenos Aires, (1992).

Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1658: Hormigón. “*Método de ensayo de tracción simple por compresión diametral*”, Buenos Aires, (1995).

Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1534: “*Hormigón de cemento portland. Preparación y curado de probetas para ensayos en laboratorio*”, Buenos Aires, (1985).

Malumbela, G., Moyo, P., Alexander, M., (2009), “*Behaviour of RC beams under sustained service loads*”, Construction and Building Materials, V. 23, Nr. 11, pp. 3346–3351.

Melchers, R. (2001), “*Assessment of existing structures, approaches and research needs*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp. 406-411.

Moro, J. M., Meneses, R. S., Ortega, N. F., Aveldaño, R.R., Señas, L., Priano C. V. (2012), “*Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón Reciclado con Tratamientos Previos*”, CINPAR 2012, VIII Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, 11 páginas.

Ortega, N. F., Alonso, M. C., Andrade, M. C., López, C. (2001), “*Análisis de la fisuración ocasionada por la corrosión de las armaduras activas de elementos pretensados*”, Coloquia, Madrid.

Peralta, M. H., Rivas, I. E., Ortega, N. F. (2006), “*Análisis Numérico de la Fisuración Superficial de Estructuras de Hormigón Armado por Efecto de la Corrosión*”, Informes de la Construcción, V. 58, No. 501, pp. 51-58.

Rodríguez, J., Ortega, L. M., Casal, J., Vidal, M. A. (1993), “*Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas debido a la corrosión*”, Hormigón y Acero, No 189, pp. 49-65.

Rodríguez, J., Ortega, L. M., García, A. M. (1993), “*Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU 401*”, Hormigón y Acero, No. 189, pp. 79-91.

Rodríguez, J., Ortega Basagoiti, L. M., Casal, J., Diez, J. M. (1996), “*Comportamiento estructural de vigas de hormigón con armaduras corroídas*”, Hormigón y Acero, No. 200, pp.113-131.

Rodríguez, J., Ortega Basagoiti, L. M., Casal, J., Diez, J. M. (1998), “*La corrosión de armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón*”, Hormigón y Acero, No. 208, pp. 63-78.

Schierloh M. I. (2003)., “*Corrosión de armaduras. Características que debe tener el hormigón para aumentar la protección*”, Tesis de Magíster en Ingeniería, Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Director de Tesis: Ortega N.F.

Schierloh M. I., Ortega N. F., Señas L. N. (2001), “*Relación entre Algunas Propiedades del Hormigón del*

Recubrimiento y el Proceso Corrosivo de las Armaduras”, 14° Reunión de Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 125-132.

Torres-Acosta, A. A., Navarro-Gutierrez, S., Terán-Guillén, J. (2007), “*Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams*”, Engineering Structures, V. 29, Nr. 6, pp. 1145-1152.

Tuutti K. (1982); “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CIB) pp. 4-82, Stockholm, Sweden

Yu, L., François, R., Dang, V. H., L'Hostis, V., Gagné, R., “*Development of chloride-induced corrosion in pre-cracked RC beams under sustained loading: Effect of load-induced cracks, concrete cover, and exposure conditions*”, Cement & Concrete Research, N°67, 2015, pp.246-258.



Avaliação de manifestações patológicas em edifícios em função da orientação geográfica

W. Mazer¹, L. M. R. Silva², E. Lucas³, F. C. M. Santos⁴.

¹ Professor do Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR – Campus Curitiba.

² Arquiteta da Estrutor Patologia das Construções.

³ Tecnóloga em Concreto.

⁴ Tecnóloga em Concreto da Estrutor Patologia das Construções.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.135>

Artículo recibido el 16 de diciembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 12 de abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

RESUMO

Com a finalidade de avaliar a incidência de manifestações patológicas em fachadas de edifícios, correlacionando com as direções geográficas, neste trabalho foram analisados 52 edifícios de uso residencial e comercial distribuídos em diversas regiões da cidade de Curitiba – Brasil. Foi observado que todos os edifícios vistoriados apresentaram algum tipo de manifestação patológica, sendo que 25 apresentaram problemas nas fachadas. Verificou-se que as manifestações patológicas nas fachadas aparecem em quantidades diferentes nas diferentes direções, tendo sido identificada uma relação com a variação de temperatura e com a direção dos ventos, conforme a direção geográfica.

Palavras chave: durabilidade; fachadas; direção geográfica; manifestações patológicas.

ABSTRACT

In order to evaluate the incidence of pathological manifestations on the facades of buildings, correlated with the geographical location, 52 buildings for residential and commercial use were analyzed in this study; these were distributed in different parts of the city of Curitiba, Brazil. It was observed that all the buildings evaluated had some type of pathological manifestation, and 25 of these were present on the facades of the buildings. It was found that the pathological manifestations on the facades show up in different amounts and locations, having identified a relation with the variation of temperature and the direction of the wind in terms of geographical orientation.

Keywords: durability; facade; geographical location; pathological manifestation.

RESUMEN

Con el propósito de evaluar la incidencia de manifestaciones patológicas en fachadas de edificios, correlacionadas con la dirección geográfica, se analizaron en este estudio 52 edificios de uso residencial y comercial distribuidos en varias partes de la ciudad de Curitiba – Brasil. Se observó que todos los edificios evaluados tuvieron algún tipo de manifestación patológica, y 25 de éstas en las fachadas. Se encontró que las manifestaciones patológicas en fachadas aparecen en diferentes montos y direcciones, habiéndose identificado una relación con la variación de la temperatura y la dirección del viento en función de la orientación geográfica.

Palabras clave: durabilidad; fachada; dirección geográfica; manifestación patológica.

Autor a contactar: Wellington Mazer (wmazer@utfpr.edu.br)

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Abril – Junio 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.alconpa.org](http://www.alconpa.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: 31 de mayo 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

A construção civil convive com a ocorrência de manifestações patológicas em suas obras, advindo elas dos mais variados motivos. Segundo o método de avaliação determinado pela ASTM E632-82 (1996), que analisa a durabilidade das construções, existem diversos fatores que influenciam as edificações e podem ser separados em cinco diferentes grupos, de acordo com sua natureza: fatores atmosféricos, biológicos, de carga, de incompatibilidade e de uso, conforme pode ser visualizado na Figura 1.

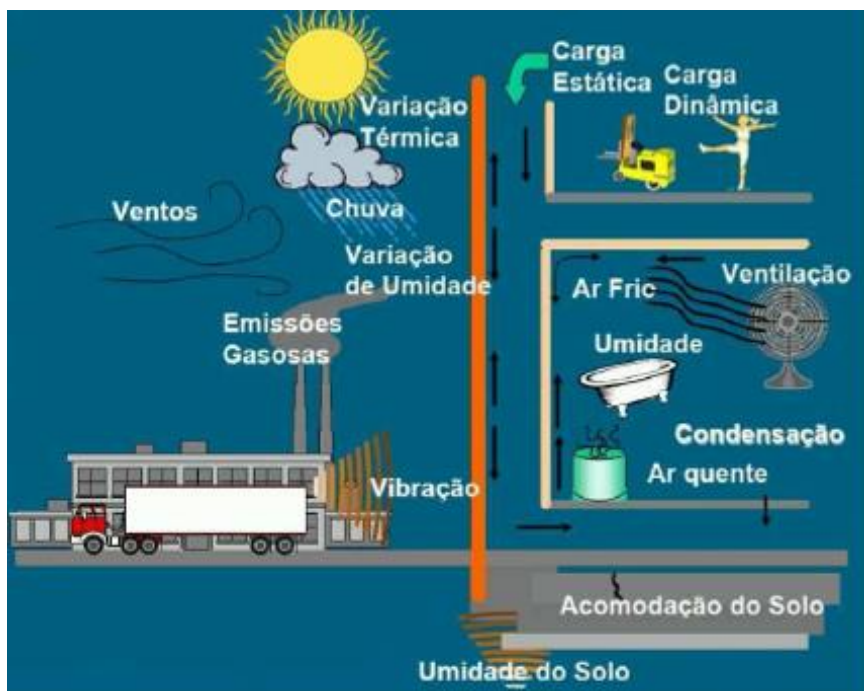


Figura 1. Fatores de degradação atuantes sobre fachadas (Fonte: Antunes; 2010).

Os fatores atmosféricos são definidos como os grupos de fatores associados ao meio ambiente, os quais incluem temperatura, radiação solar, poluentes do ar e umidade proveniente da chuva e gelo. Tais fatores sempre atuam sobre as edificações e podem sofrer uma série de variações, em função das estações do ano e da localização geográfica do empreendimento. A variação da temperatura pode produzir uma variação dimensional do material (dilatação ou contração) (Resende, Barros e Campos, 2001).

Os agentes biológicos são caracterizados principalmente por fungos ou pequenas espécies de vegetações que necessitam de condições especiais para se desenvolverem, tais como: temperaturas entre 10°C e 35°C, umidade elevada, presença de nitrogênio, fósforo, carbono e em menor quantidade ferro, cálcio, cloro, magnésio, entre outros componentes químicos (Shirakawa, 1995). O que demonstra que a presença de água, em qualquer estado, é fundamental para o desenvolvimento destes organismos e coloca as fachadas de edifícios como um dos locais mais propícios para que a sua ocorrência.

Os fatores de carga podem ser representados pela ação física das chuvas e dos ventos sobre a fachada dos edifícios. Os fatores de incompatibilidade podem ocorrer devido a algum tipo de divergência química ou física; a química pode acontecer devido diferenças na composição química de materiais de base e revestimento ou adição incorreta de algum material como o gesso na argamassa e a física

quando um revestimento proporciona cargas insustentáveis à base ou substrato, gerando descolamento.

Por fim, os fatores de uso são determinados pela influência direta dos usuários da edificação sobre os materiais componentes da edificação, em toda a vida útil da mesma – projeto, execução, uso, operação e manutenção. (Resende, Barros e Campos, 2001).

Segundo Barros e Sabbatini (2001), os problemas patológicos mais frequentes são: formação de manchas de umidade, com desenvolvimento de bolor; deslocamentos e deslocamento entre camada de reboco e emboço e formação de fissuras e trincas.

Um dos fatores amplamente estudados é a ação atmosférica sobre as fachadas. Romero et al (2011) estudaram a Torre Colpatria, na Colômbia, e observaram a existência de fissuração, carbonatação e ataque por sulfatos nas fachadas do edifício em estudo, relacionando os danos observados com fatores como a altura em que ocorreu o dano, a orientação geográfica da fachada e a direção predominante de ventos e chuvas. Já Lembo (2011) estudou três edifícios da região da Basilicata onde verificou a influência do relevo ao redor da construção e da direção predominante dos ventos, tendo verificado, principalmente, problemas de infiltração e ventilação.

Melo e Carasek (2014) verificaram a existência de uma relação entre a direção predominante das chuvas e manchas existentes em fachadas de edifícios históricos. Os autores também verificaram a existência de manchas devido a ação microbiológica, influenciada pela radiação solar.

Entre as diversas manifestações patológicas encontradas nas fachadas de edifícios, Galletto e Andrello (2013) observaram que a principal incidência são as fissuras, seguido das manchas e dos descolamentos de revestimentos cerâmicos, tanto em edifícios novos quanto antigos. Os autores acreditam que as fissuras existentes nos sistemas de rejuntamento, provenientes de variações térmicas e de umidade, podem ter influenciado na ocorrência dos demais danos. Estes mesmos danos foram observados por Abreu et al (2013) que estudaram fachadas revestidas com elementos cerâmicos e com pinturas.

Já os deslocamentos de revestimentos foram estudados por Japiassú et al (2014) que analisaram a interface entre argamassa e azulejos em fachadas de edifícios executados nos séculos XIX e XX, onde constataram que a aderência entre estes materiais, que influencia diretamente nos deslocamentos, apresenta uma grande relação com o diâmetro dos agregados e com o tardos das peças cerâmicas.

Diversos autores (Melo e Carasek, 2014; Galletto e Andrello, 2013) verificaram a influência de alguns parâmetros ambientais como radiação solar, direção das chuvas, variação térmica e umidade na incidência de manifestações patológicas, sendo que estes fatores podem variar de intensidade segundo a direção geográfica da fachada de um edifício, gerando uma maior incidência de danos em alguma das fachadas.

Neste contexto, o presente trabalho objetivou verificar quais são as principais manifestações patológicas incidentes em fachadas de edifícios residenciais e comerciais em Curitiba/PR e correlaciona-las com a direção geográfica em que se encontram.

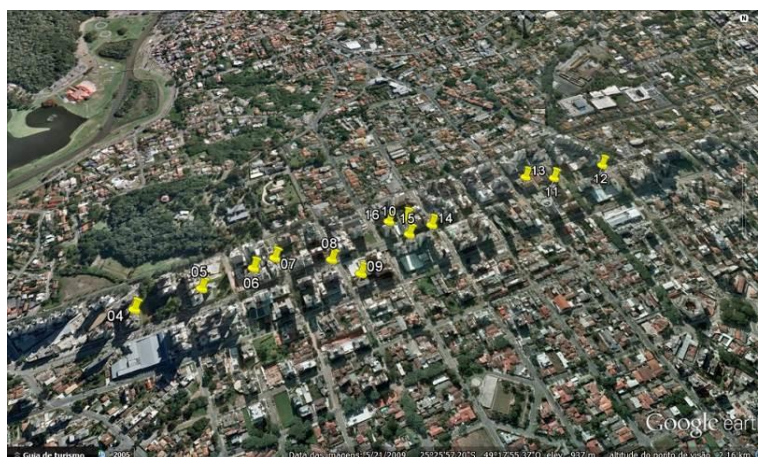
2. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O desenvolvimento da pesquisa ocorreu na cidade de Curitiba, situada no Primeiro Planalto do estado do Paraná, a uma altitude aproximada de 950m e a 100km de distância do litoral, tendo sido dividida em duas etapas, sendo a primeira constituída de uma amostra de 52 edifícios da cidade com localizações indicadas na Figura 2, com idades entre 1 e 50 anos de construção. A altura dos edifícios variaram de 4 pavimentos a 23 pavimentos, sendo que 31 edifícios possem 1 subsolo, 5 possuem 2 subsolos e os outros 16 não possuem subsolo. Os edifícios localizam-se, em sua grande maioria, próximo à região central da cidade e em bairros onde existe uma grande concentração de prédios.

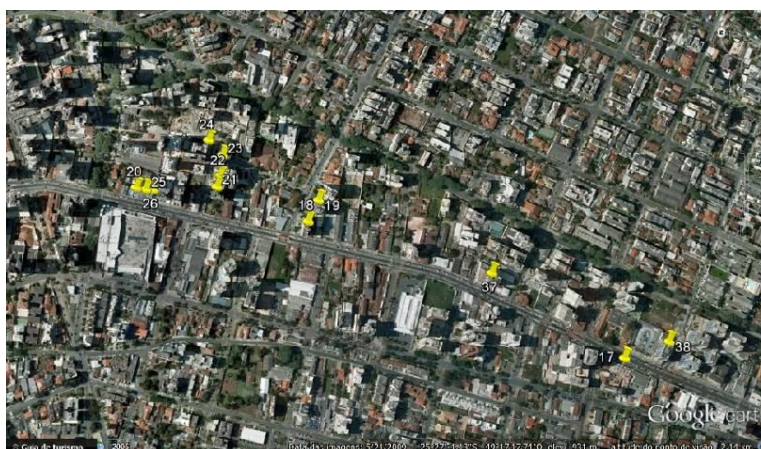
edifícios que não apresentaram problemas nas fachadas foram descartados nesta etapa. Na Figura 3 estão indicadas as regiões utilizadas na segunda etapa da pesquisa, onde estão situados os edifícios que apresentaram manifestações patológicas nas fachadas.



a) Região central da cidade.



b) Região dos bairros Bigorrião e Mercês.



c) Região do bairro Água Verde.

Figura 3. Localização das regiões da segunda etapa do estudo.

A partir dos dados observados nas vistorias dos edifícios, buscou-se verificar as maiores incidências de anomalias e a possibilidade de associar as manifestações patológicas das fachadas dos edifícios com a direção geográfica.

3. RESULTADOS E ANÁLISE

Nos 52 edifícios vistoriados inicialmente, conforme procedimentos indicados anteriormente, as principais manifestações patológicas observadas estão indicadas na Figura 4:

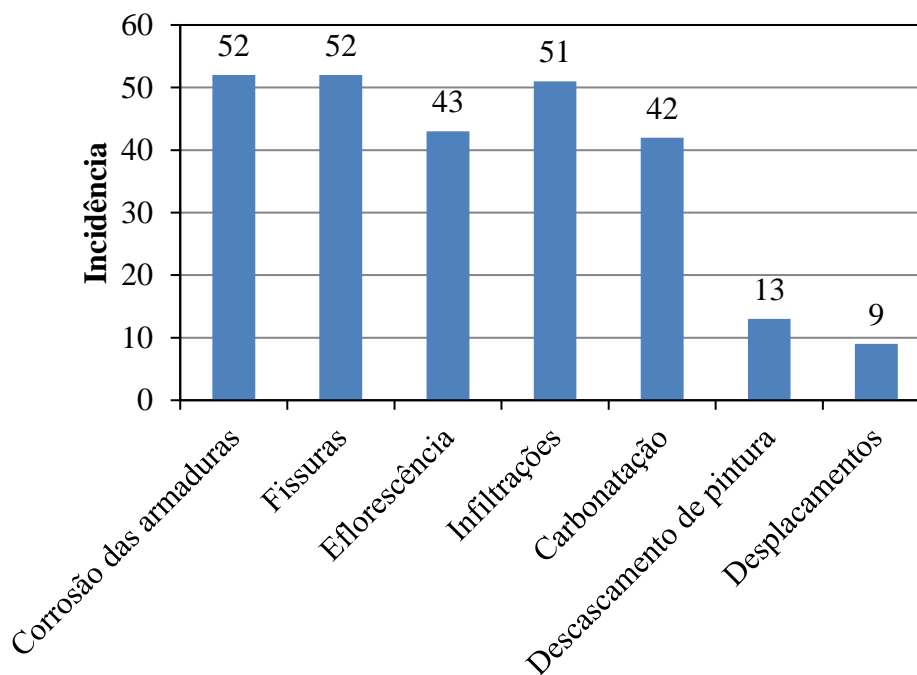


Figura 4. Ocorrência de manifestações patológicas.

Com incidência em 100% dos condomínios vistoriados, a corrosão de armadura é a manifestação patológica de maior frequência em função de ter vários agentes causadores, como infiltração, falta de cobertura da armadura, exposição a ambientes confinados com cloreto (reservatórios), entre outras causas.

A segunda anomalia com maior incidência foram as fissuras, que também é uma manifestação que provem de várias causas como: dilatação térmica, falta de verga e contraverga, causadas por corrosão entre outras. Após as fissuras tem-se as infiltrações como a terceira anomalia com maior incidência, seguida da eflorescência e carbonatação das estruturas. Das manifestações patológicas analisadas a menor incidência foram aquelas existentes nas fachadas dos edifícios, como deslocamento e descascamento da pintura, consideradas, de modo geral, como deslocamentos.

Na Figura 5 é possível verificar as incidências de anomalias relacionadas a região construtiva da edificação, e que neste caso observa-se anomalias de fachada em aproximadamente 50% das edificações avaliadas, indicando que não são apenas os deslocamentos que estão relacionados a este problema, conforme pode ser visto a seguir:

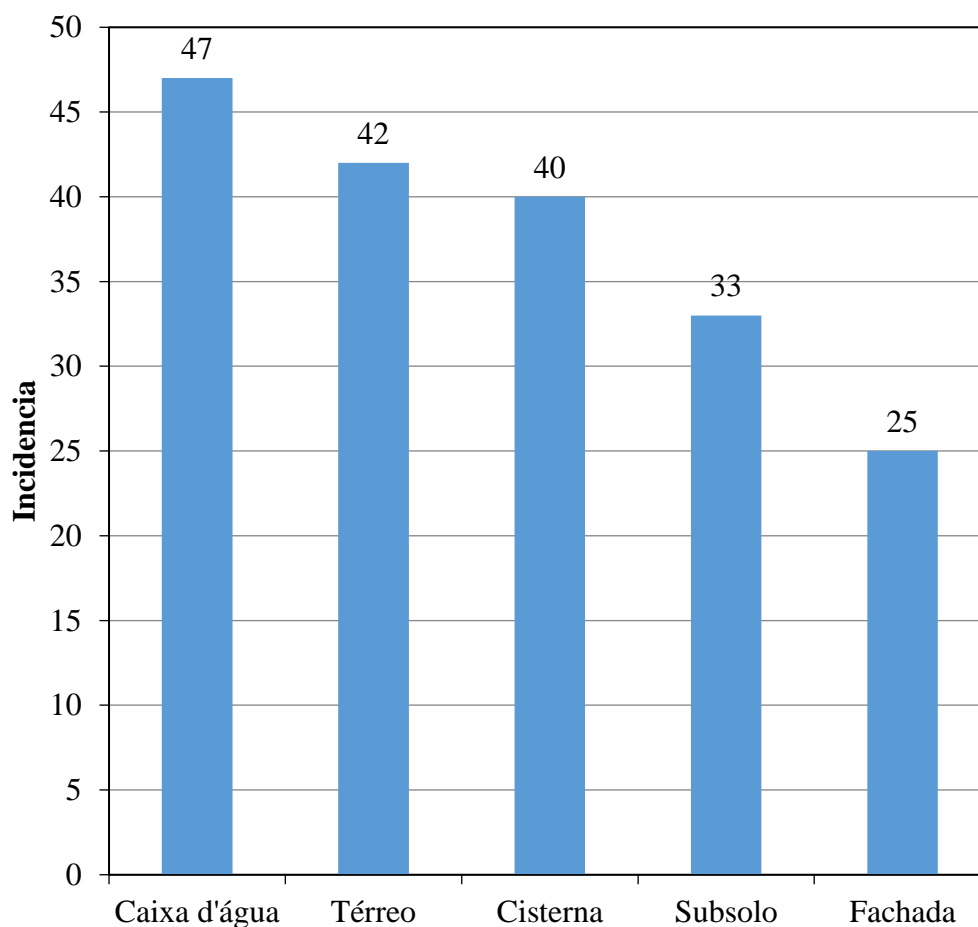


Figura 5. Localização das manifestações patológicas.

É possível observar na Figura 5, que as fachadas dos edifícios possuem a menor incidência de manifestações patológicas, porém ocorrem em 48% dos edifícios vistoriados, ou seja em 25 edifícios. Apesar da menor incidência, foram observadas nas fachadas as manifestações patológicas apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Incidência de manifestações patológicas em fachadas.

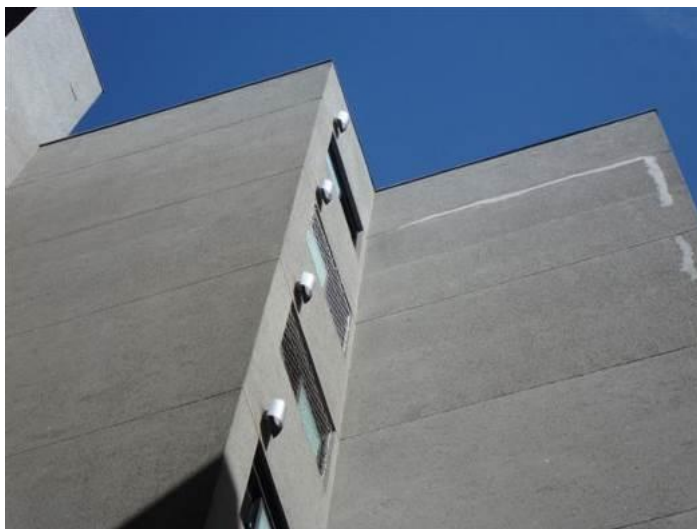
Manifestação patológica	Quantidade incidente na fachada.
Fissuras	25
Eflorescência	14
Desplacamentos	22
Infiltrações	7

Os percentuais de incidência de manifestações patológicas incidentes nas fachadas dos edifícios vistoriados estão indicados na Tabela 2, divididos de acordo com a direção geográfica em que foram observadas.

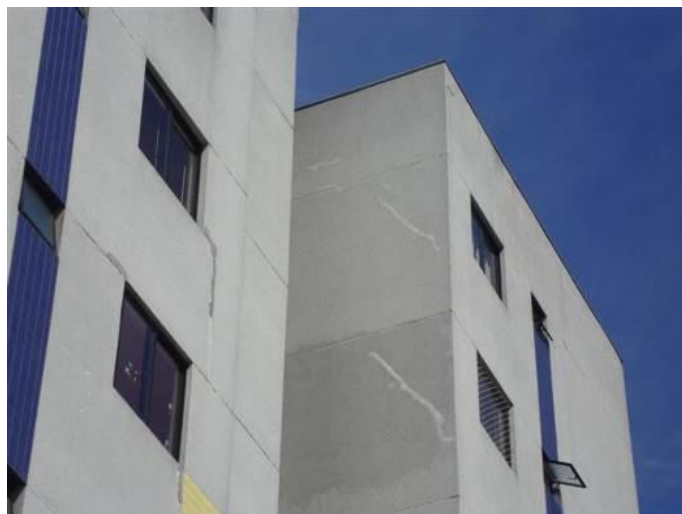
Tabela 2 - Porcentagem de incidência de manifestações em cada direção geográfica.

Direção Geográfica	Fissuras	Eflorescência	Deslocamentos	Infiltrações
Norte	40,0	28,6	31,8	0,0
Sul	16,0	14,3	22,7	14,3
Leste	16,0	28,6	18,2	57,1
Oeste	28,0	28,6	27,3	28,6

Na Tabela 1 é possível observar que em todos os edifícios que apresentaram manifestações patológicas nas fachadas ocorreu a incidência de fissuras, sendo que a maior parte das fissuras, como indicado na Tabela 2, ocorrem nas fachadas voltadas para a direção Norte, que, em Curitiba, recebe a maior incidência solar, e que pode sofrer uma variação de temperatura de até 10°C em um mesmo dia, como indicado na Figura 7. Exemplos destas incidências são mostrados na Figura 6. Os deslocamentos também ocorrem, em sua maioria, nas mesmas fachadas, uma vez que a variação de temperatura, além de falhas de execução, também influencia este dano.



a) Fissuras de variação térmica.

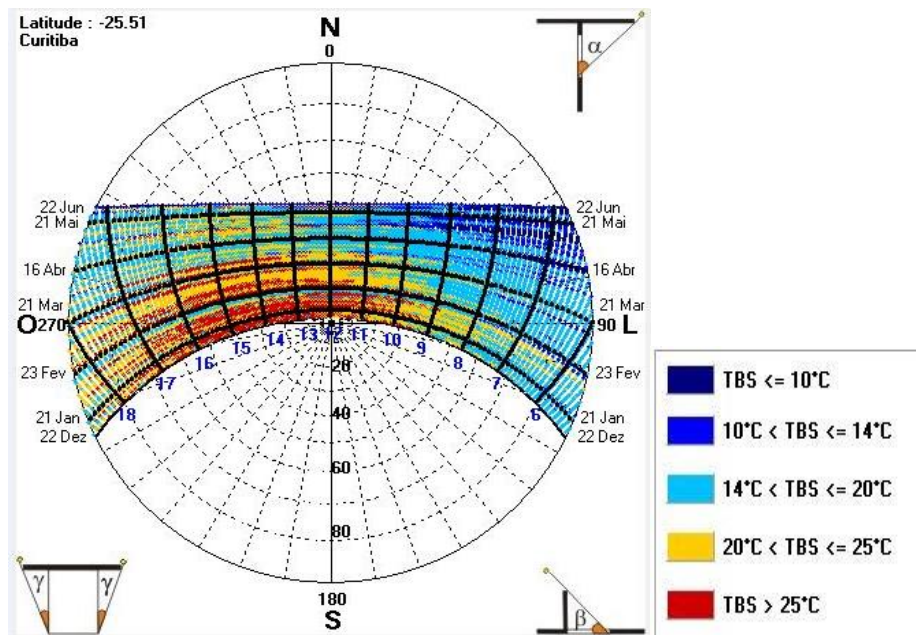


b) Fissuras de movimentação da estrutura.

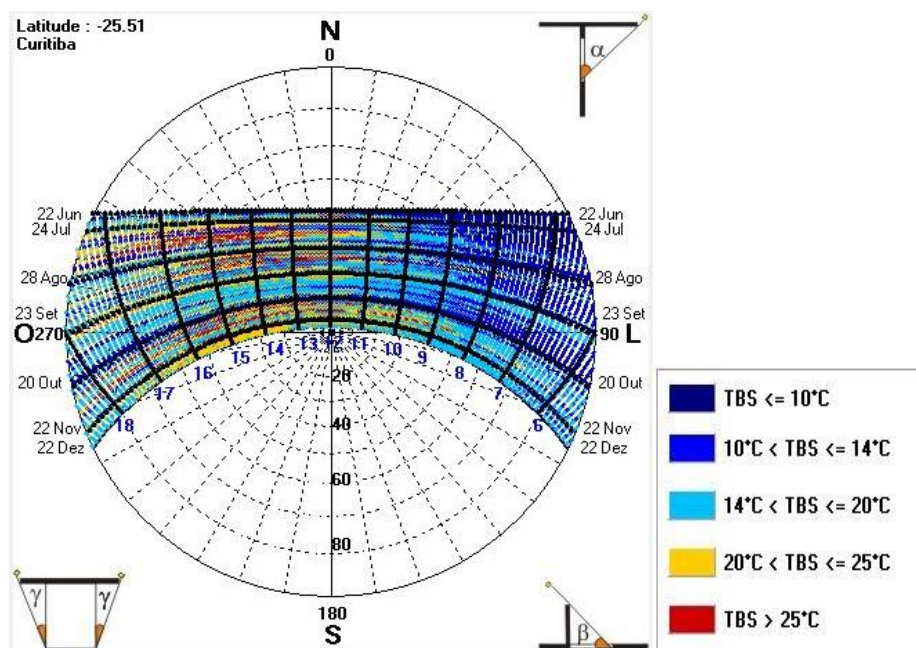
Figura 6. Fissuras de fachada.

As eflorescências, incidentes em 56% dos edifícios com manifestações patológicas nas fachadas, aparecem em menor quantidade na região Sul, que possui menor incidência de ventos e chuvas. Nas demais direções geográficas o percentual de incidência foi o mesmo, não sendo possível estabelecer uma correlação entre esta manifestação e a direção geográfica.

Já as infiltrações, presentes em 28% dos edifícios, aparecem em maior quantidade na face Leste das fachadas, direção com grande incidência de ventos e chuvas. Na Figura 8 é apresentado um mapa de direção predominante dos ventos na região, mostrando a direção Leste com maior incidência, conduzindo as chuvas também nesta direção, justificando a maior incidência de infiltrações nesta região.

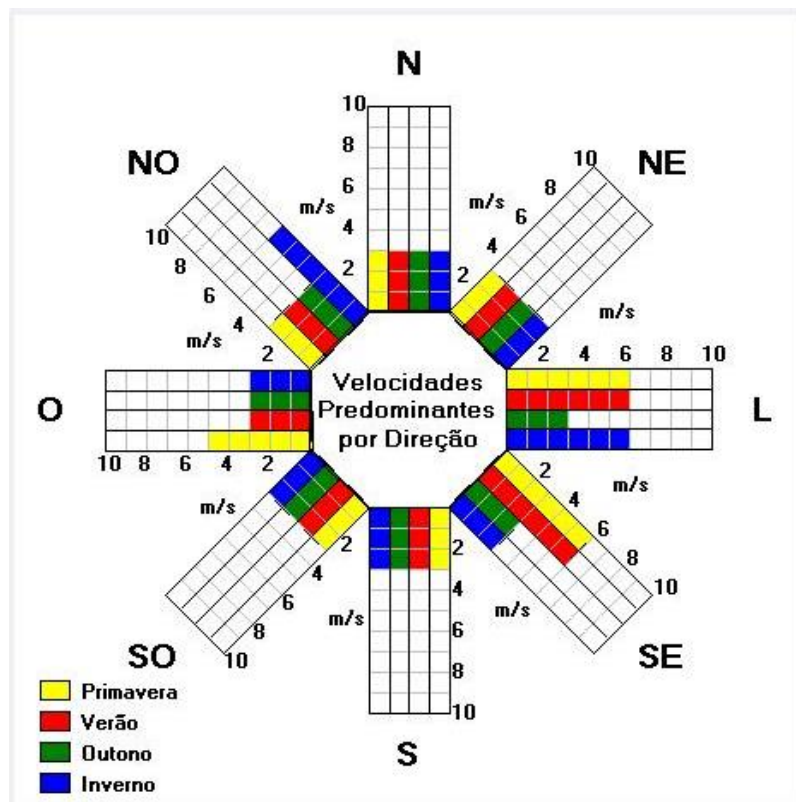


a) Temperaturas de dezembro a junho.

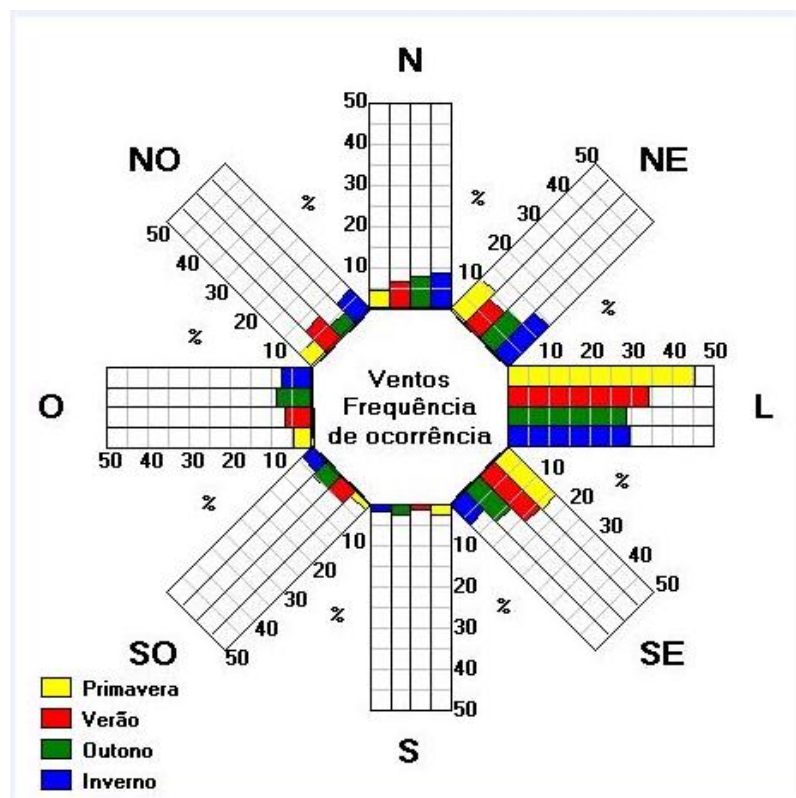


b) Temperaturas de junho a dezembro.

Figura 7. Temperaturas médias em Curitiba.



a) Velocidade dos ventos.



b) Frequência dos ventos.

Figura 8. Incidência de ventos em Curitiba.

Na Figura 7, a numeração de 6 a 18 representa as horas do dia em que ocorre a incidência solar em uma fachada voltada para o Norte, e as datas são alguns dias aleatórios escolhidos para serem citados na carta solar. Na Figura 6a, é possível observar, por exemplo, que a temperatura às 6:00h da manhã do dia 22 de dezembro aparece entre 14°C e 20°C e às 13:00h a temperatura é superior a 25°C. Já na Figura 8 são indicadas as velocidades e porcentagem de incidência dos ventos nas diferentes direções geográficas e estações do ano.

Dentre as manifestações patológicas observadas nos edifícios destacam-se a corrosão das armaduras que apareceram em 100% dos edifícios analisados e as fissuras nas fachadas que também incidiram em 100% dos edifícios que possuem problemas nas fachadas.

4. CONCLUSÕES

Dos 52 casos analisados, foi observada a existência de corrosão das armaduras e fissuração em todos eles, além de infiltração em 98% dos edifícios, eflorescência em 83% e carbonatação em 81% como principais manifestações patológicas. Com menor incidência, 25% e 17%, aparecem, respectivamente, o descascamento de pinturas e deslocamento em fachadas.

As manifestações patológicas em fachadas aparecem em 25 dos 52 edifícios vistoriados, tendo sido observadas fissuras nas 25 fachadas, descascamento de pintura ou deslocamento em 22 fachadas, eflorescência em 14 e infiltrações em 7 fachadas de edifícios.

A direção geográfica com maior incidência solar apresentou a maior quantidade de manifestações patológicas, com destaque para as fissuras e deslocamentos, indicando uma possível relação entre a esta direção geográfica e os tipos de danos.

A maior presença de infiltrações ocorre na fachada voltada para a direção geográfica com maior velocidade e incidência de ventos, indicando uma provável relação entre estes fatores e a incidência de infiltrações.

A pesar dos indícios existentes entre as direções geográficas e a incidência de manifestações patológicas, é necessário se considerar também os fatores ambientais como incidência solar, variações de temperatura e direções predominantes de ventos e chuvas para se estabelecer correlações entre direção geográfica e manifestações patológicas.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Estrutor Patologia das Construções Ltda por efetuar as vistorias e ceder os dados para a elaboração deste estudo.

6. REFERÊNCIAS

Abreu, D. W. M., Lins, A. M. T., Silva, M. S., Farias, M. B. S. (2013), “*Patologias no revestimento de fachadas dos edifícios históricos da cidade de Campina Grande*”, In: 5º. EnPAC, Campina Grande (PB).

American Society for Testing and Materials. ASTM – E 632-81. “*Standard recommended practice for developing short-term accelerated test for prediction of the service life of building components and materials*”, Philadelphia, 1996.

Antunes, G. R. (2010), “*Estudo de manifestações patológicas de fachadas em Brasília – Sistematização da incidência de casos*”, Dissertação de mestrado. UNB.

Barros, M. M. S. B.; Sabbatini, F. H. (2001), “*Produção de revestimentos cerâmicos para paredes de vedação em alvenaria: Diretrizes básicas*”, (São Paulo, Brasil: EPUSP).

Galletto, A., Andrello, J. M. (2013), “*Patologia em fachadas com revestimentos cerâmicos*”, In:

CINPAR – IX Congreso internacional sobre patología y recuperación de estructuras, João Pessoa (Brasil).

Japiassú, J., Carasek, H., Cascudo, O., Velosa, A. L. (2014), “*Caracterização da interface azulejo/argamassa de fachadas históricas*”, Revista ALCONPAT, V. 4, No. 1, pp. 55-76.

Lembo, F. (2011), “*Pathologies of industrialized building made by bearing precast concrete panels. The case study of intervention with the same building system at Chiaromonte, Francavilla in Sinni and Lagonegro*”, In: XII DBMC – International Conference on durability of Building Materials and Components, Porto (Portugal).

Melo, C. M., Carasek, H. (2014), “*Relationship between the deterioration of multi story building facades and driving rain*”, Revista de la Construcción, V. 13, No. 1, pp. 64-73.

Resende, M. M.; Barros, M. M. S. B.; Campos, J. S. (2001), “*A influência da manutenção na durabilidade dos revestimentos de fachada de edifícios*”, In: Workdur - II Workshop sobre durabilidade das construções, São José dos Campos (Brasil), pp. 144-154.

Romero, N., Dupuy, C., Quiñones, J. (2011), “*Influência de la contaminación atmosférica en la fachada de rascacielos, caso Torre Colpatria*”, Revista ALCONPAT, V. 1, No. 3, pp. 228-235.

Shirakawa, M. A. (1995), “*Identificação de fungos em revestimentos de argamassa com bolor evidente*”, In: I Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, Goiânia (Brasil), pp.402-10.



Resistência ao fogo de perfis pultrudidos de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) para aplicações em reabilitação: estudo experimental, numérico e analítico

T. Morgado¹, J. R. Correia², N. Silvestre³, F. Branco²

¹CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

²CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

³LAETA, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.136>

Artículo recibido el 29 de diciembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 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.revistaalconpat.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 última modificación: 30 de mayo 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 artigo é apresentado um estudo sobre a resistência ao fogo de vigas em perfis pultrudidos de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP). Foram realizados ensaios de resistência ao fogo em vigas com um vão de 1.3 m, expostas ao fogo de acordo com a curva temperatura-tempo da norma ISO 834. Nestes ensaios, avaliou-se o efeito de diferentes tipos de exposição ao fogo (em uma e três faces) e níveis de carga aplicados, bem como a eficácia de diferentes sistemas de proteção. Foi desenvolvido um modelo numérico térmico bidimensional no *software ANSYS FLUENT* para simular a evolução das distribuições de temperatura na secção transversal. Foi ainda desenvolvido um modelo analítico para determinar a evolução das deformações das vigas.

Palavras-chave: materiais compósitos, resistência ao fogo, campanha experimental, simulação numérica, modelo analítico.

ABSTRACT

This paper presents a study about the fire behaviour of glass fibre reinforced polymer (GFRP) pultruded beams. Fire resistance tests were carried out in beams with a span of 1.3 m, exposed to fire according to the time-temperature curve defined in the ISO 834 standard. In these tests the effects of different types of fire exposure (one and three sides) and load levels, as well as the efficacy of different fire protection systems were evaluated. In order to study the evolution of temperature distributions during the fire resistance tests, a two-dimensional numerical model was developed using the commercial software *ANSYS FLUENT*. Also an analytical model was developed to estimate the mechanical response of the beams during fire exposure.

Keywords: composite materials; fire behaviour; experimental campaign; numerical simulation; analytical model.

RESUMEN

El presente artículo presenta un estudio sobre la resistencia al fuego de vigas fabricadas con perfiles pultrusionados de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP). Se realizaron ensayos de resistencia al fuego en vigas con un vano de 1.3 m, expuestas a la acción del fuego según la norma ISO 834. En estos ensayos, se evaluó el efecto de diferentes tipos de exposición al fuego y los niveles de carga aplicados, así como la eficacia de diferentes sistemas de protección. Se desarrolló un modelo numérico en el *software ANSYS FLUENT* para simular la evolución del campo de temperaturas en la sección transversal y un modelo analítico para determinar la evolución de la deformación de las vigas.

Palabras clave: materiales compuestos, resistencia al fuego, campaña experimental, simulación numérica, modelo analítico.

Autor a contactar: Tiago Morgado (tiago.m.r.morgado@ist.utl.pt)

1. INTRODUÇÃO

Os polímeros reforçados com fibras (FRP) têm vindo a ser cada vez mais utilizados em aplicações da engenharia civil por apresentarem diversas vantagens em relação aos materiais tradicionalmente utilizados neste sector, nomeadamente, peso próprio reduzido, elevada resistência, boas propriedades de isolamento térmico, custos de manutenção reduzidos e excelente durabilidade. Contudo, para além do comportamento frágil e da elevada deformabilidade, estes materiais compósitos apresentam um deficiente comportamento ao fogo, o que condiciona consideravelmente a sua aplicação prática, em particular em edifícios (Correia, 2012).

Quando expostos a temperaturas moderadamente elevadas (100-200 °C), os materiais FRP amolecem e as suas propriedades mecânicas (rigidez e resistência) são consideravelmente reduzidas. Quando estes materiais são expostos a temperaturas elevadas (300-500 °C), a matriz polimérica decompõe-se, libertando calor, fumo, fuligem e gases voláteis tóxicos (Correia, 2004). Atualmente, as fibras de vidro do tipo-E são as mais utilizadas no reforço de materiais FRP (80-90% dos produtos comercializados) (Samanta *et al.*, 2004). Estas fibras começam a amolecer e tornam-se viscosas para temperaturas próximas de 830 °C, apresentando uma temperatura de fusão que ronda 1070 °C (Mouritz *et al.*, 2006). Deste modo, é essencialmente a matriz polimérica que condiciona o comportamento dos materiais FRP a temperaturas elevadas.

As propriedades mecânicas (rigidez e resistência) em compressão e corte do material GFRP (mais dependentes da matriz) são mais afetadas pelo aumento da temperatura do que as propriedades em tração (mais dependentes das fibras) (Correia *et al.*, 2013), o que faz com que o colapso de vigas em GFRP ocorra tipicamente por compressão e/ou corte e não por tração. No que diz respeito ao comportamento ao fogo de vigas em GFRP, Ludwig *et al.* (2008) realizaram ensaios de resistência ao fogo em vigas com secção em I (perfis IPE 120 e IPE 160) expostas ao fogo a quatro faces. De modo análogo, Correia *et al.* (2010) avaliaram o desempenho de vigas de GFRP com secção tubular quadrada para uma exposição ao fogo a apenas uma face. Em ambos os estudos, as vigas compósitas eram constituídas por uma matriz polimérica de resina de poliéster e por fibras de vidro do tipo-E, as quais foram expostas ao fogo de acordo com a curva de incêndio padrão definida na norma ISO 834 (1999). Em ambas as campanhas experimentais, foram estudados diferentes sistemas de proteção ao fogo.

Neste artigo apresenta-se um estudo sobre o comportamento ao fogo de vigas em perfis pultrudidos de GFRP. O principal objetivo do programa experimental desenvolvido foi avaliar a resistência ao fogo das vigas de GFRP em função do tipo de exposição ao fogo e dos níveis de carga aplicados, avaliando-se ainda a eficácia de diferentes sistemas de proteção. Com o intuito de simular a evolução das temperaturas na secção de GFRP sujeita a uma situação de incêndio, foi desenvolvido um modelo bidimensional, utilizando o *software* comercial ANSYS FLUENT (ANSYS, 2012), no qual foram consideradas trocas de calor por condução, radiação e convecção, tendo sido considerado o ar no interior da cavidade da secção. Em paralelo, foi ainda desenvolvido um modelo analítico, através do qual foi estimada a evolução da flecha a meio vão de uma viga de GFRP ao longo do tempo de ensaio.

2. ESTUDO EXPERIMENTAL

2.1 Campanha experimental

Nos ensaios de resistência ao fogo foram testados perfis pultrudidos de GFRP, com secção tubular quadrada (100×100×8 mm), produzidos pela empresa *Fiberline*. Este material é constituído por mechas de filamentos contínuos unidireccionais (*rovings*) de fibras de vidro do tipo-E na zona central dos laminados e por duas camadas de mantas de fibras contínuas dispostas aleatoriamente

(*continuous stand mats*), que envolvem a camada central do laminado. O compósito apresenta na sua constituição 69% de material inorgânico e as fibras de vidro encontram-se embebidas por uma matriz de resina de poliéster. Foram realizados ensaios de análise mecânica dinâmica (DMA) ao material GFRP, que mostraram que a sua temperatura de transição vítrea (T_g , determinada a partir do ponto médio da curva do módulo de armazenamento) é de 140 °C. Foram ainda realizados ensaios de calorimetria diferencial de varrimento e termogravimetria (DSC/TGA), nos quais se determinou uma temperatura de decomposição (T_d) do material de aproximadamente 370 °C (Morgado *et al.*, 2013).

Para aumentar a resistência ao fogo das vigas de GFRP analisadas, foram aplicados seis diferentes sistemas de proteção. Os materiais de proteção utilizados nesta campanha experimental foram os seguintes: placas de aglomerado de cortiça (AC), fornecidas pela empresa *Robcork* (25 mm de espessura); placas de lã de rocha (LR), fornecidas pela empresa *Rockwool* (25 mm de espessura); placas de silicato de cálcio (SC), produzidas pela empresa *Promatec* (tipo H, 25 mm de espessura); manta intumescente (MI), fornecida pela empresa *Technical Fibre Products* (Tecnofire 60853A, 2 mm de espessura); e tinta intumescente (TI), fornecida pela *CIN* (C-THERM HB, 2 mm de espessura). Foi ainda utilizado um sistema ativo de proteção por arrefecimento com água (AA), consistindo numa lâmina de água com 8 mm de espessura sobre o banzo inferior e com um caudal de 0.4 m³/h. Na Figura 1 são ilustrados os esquemas de proteção aplicados.

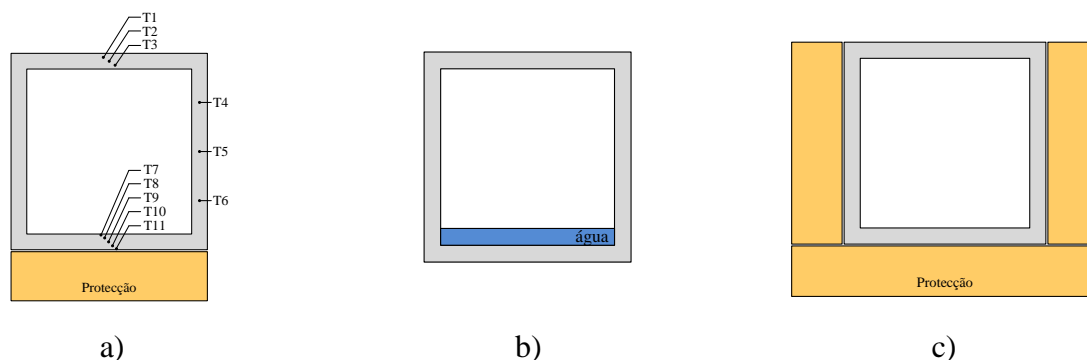


Figura 1. (a) Vigas com proteção passiva expostas a uma face (sendo indicada a posição dos termopares); (b) vigas com proteção ativa expostas a uma/três face(s); e (c) viga com proteção passiva exposta a três faces.

Na presente campanha experimental foram ensaiadas 12 vigas com secção tubular quadrada, agrupadas em três séries experimentais. Na série S1, as vigas foram expostas ao fogo apenas numa face (E1F) e sujeitas a uma carga de serviço equivalente a uma flecha a meio vão de $L/400$ (à temperatura ambiente). Na série S2, as vigas foram expostas ao fogo a três faces (E3F) e sujeitas a uma carga igual à aplicada na primeira série. Na série S3, as vigas também foram expostas ao fogo apenas numa face, tendo sido sujeitas a uma carga equivalente a uma flecha a meio vão de $L/250$ (também a temperatura ambiente). Importa ainda referir que em cada uma das séries foi ensaiada uma viga não protegida (NP), tal como apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Campanha experimental.

Série	Número de vigas	Designação das vigas	Exposição ao fogo	Força aplicada [kN]
S1	7	NP-S1, AC-S1, LR-S1, SC-S1, MI-S1, TI-S1, AA-S1	E1F	11.7
S2	3	NP-S2, SC-S2, AA-S2	E3F	11.7
S3	2	NP-S3, SC-S3	E1F	18.7

Os ensaios de resistência ao fogo foram realizados num forno vertical a gás (Figura 2a), com dimensões exteriores de 1.35×1.20×2.10 m (comprimento × largura × altura), que possui uma abertura no topo, permitindo o ensaio de elementos horizontais. Estes ensaios foram realizados adoptando a curva de incêndio padrão definida na norma ISO 834 (1999), apresentada na Figura 3c). Nas séries S1 e S3, as vigas de GFRP foram expostas ao fogo em apenas uma face, enquanto na série S2, as vigas foram expostas ao fogo a três faces, como ilustrado na Figura 2b). Os diferentes tipos de exposição ao fogo foram conseguidos através de um sistema de tampas, constituído por diferentes módulos que permitem a exposição ao fogo a uma ou a três faces. As vigas foram ensaiadas à flexão em quatro pontos com um vão livre entre apoios de 1.3 m, tendo sido aplicadas diferentes cargas em função da série experimental. Como se ilustra na Figura 2a), os pesos utilizados para carregar as vigas foram materializados através de elementos de betão e sacos de cimento.

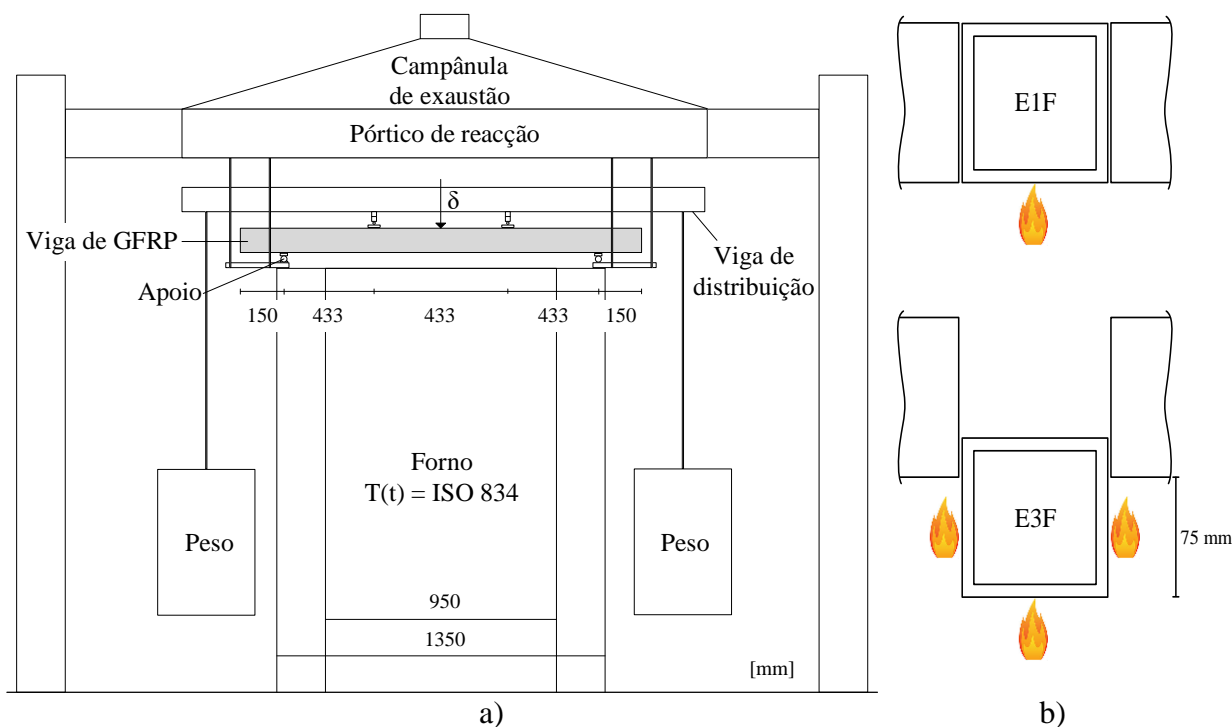


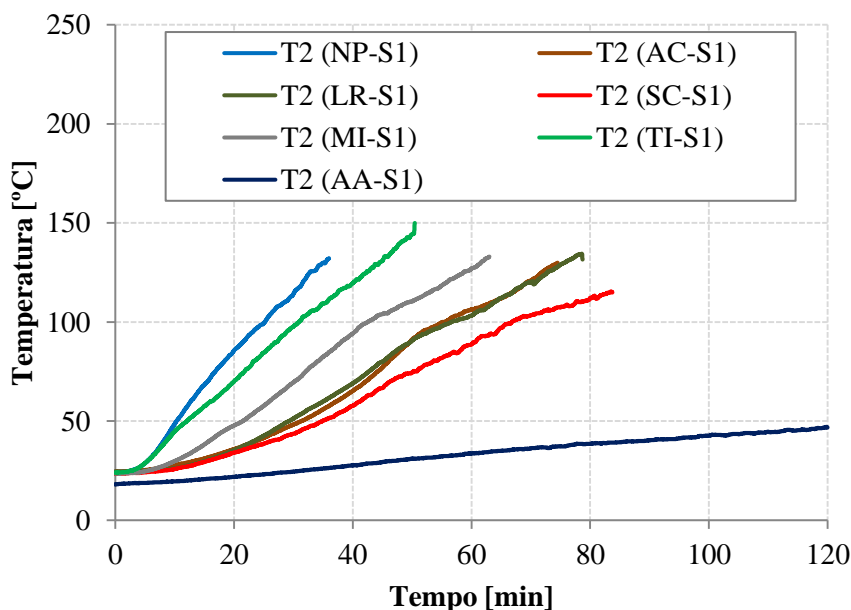
Figura 2. (a) Esquema de ensaio e (b) tipos de exposições testados, a uma face (em cima) e a três faces (em baixo).

As vigas de GFRP foram instrumentadas com termopares do tipo K, através dos quais foi possível registar as temperaturas na secção transversal de meio vão, tendo sido instalados três termopares no banzo superior (T1-T3), três termopares na alma (T4-T6) e cinco termopares no banzo inferior (T7-T11). O posicionamento dos termopares instalados nos banzos superior e inferior foi realizado de modo a obter a evolução das temperaturas ao longo da espessura das paredes, enquanto o

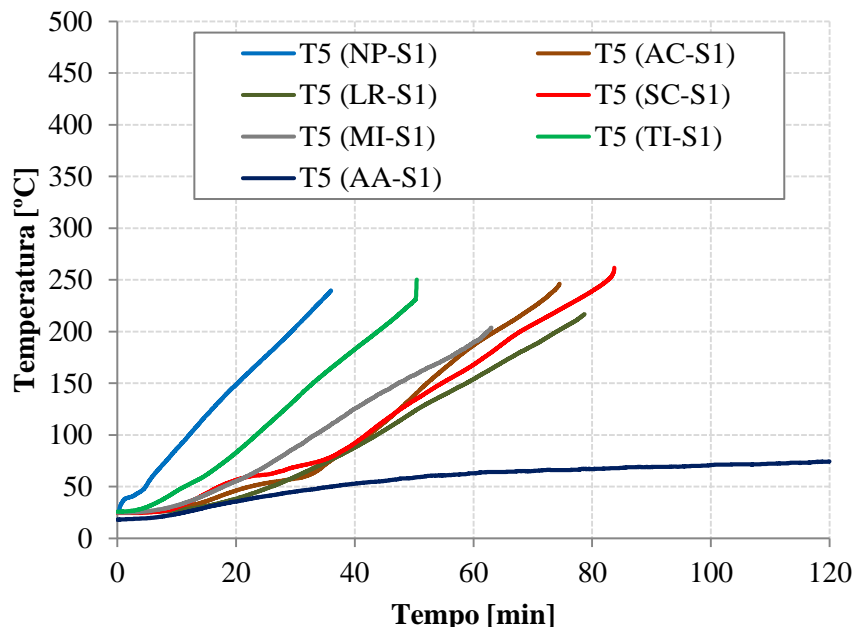
posicionamento dos termopares instalados nas almas foi efetuado de modo a permitir a avaliação das temperaturas ao longo do comprimento da alma, tal como se ilustra na Figura 1a). Após a colocação dos termopares nas posições pretendidas, foram aplicados os respetivos sistemas de proteção. A meio vão das vigas de GFRP foi fixado um defletómetro de fio da marca *TML* (modelo CDP-500), através do qual foi monitorizada a evolução das flechas das vigas.

2.2 Resultados e discussão

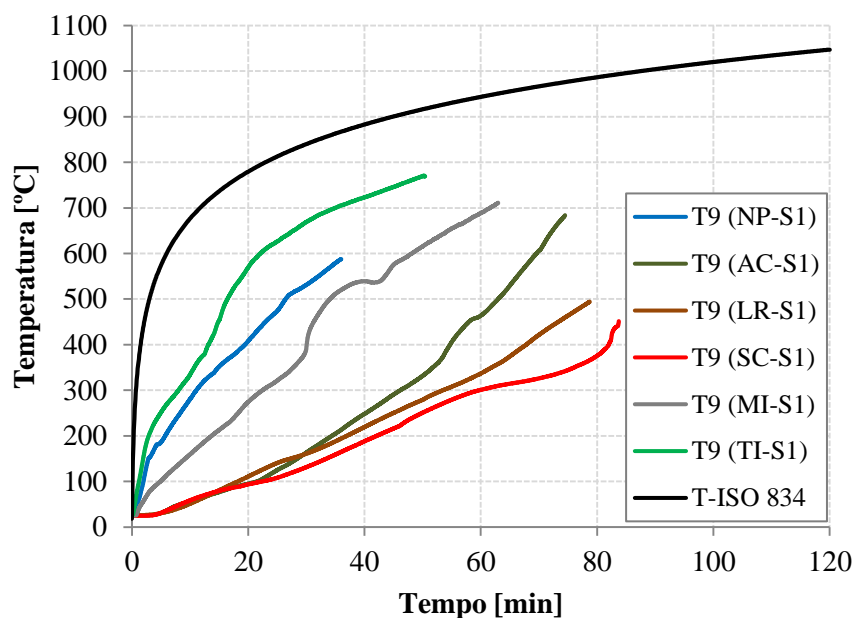
Para avaliar as temperaturas observadas nos diferentes ensaios de resistência ao fogo, foram analisadas e comparadas as temperaturas a meia altura do banzo superior (T2), da alma (T5) e do banzo inferior (T9). Na Figura 3 apresenta-se a evolução das temperaturas registadas nas vigas da série S1. Como esperado, a aplicação de proteções contra o fogo permitiu melhorar o desempenho térmico das vigas de GFRP, *i.e.*, permitiu retardar o aquecimento da secção transversal. De facto, a aplicação de proteções permitiu reduzir significativamente as temperaturas por comparação com a viga não protegida (NP-S1), destacando-se a eficácia das proteções de aglomerado de cortiça, lã de rocha e silicato de cálcio e o arrefecimento com água, tendo este último sistema sido claramente o mais eficiente em proteger a alma e o banzo superior. Importa ainda salientar que, na série S1, o colapso das vigas ocorreu quando a temperatura média no banzo superior se encontrava próxima da temperatura de transição vítrea (T_g) do material GFRP (Figura 3a).



(a) no centro do banzo inferior



(b) a meia altura da alma

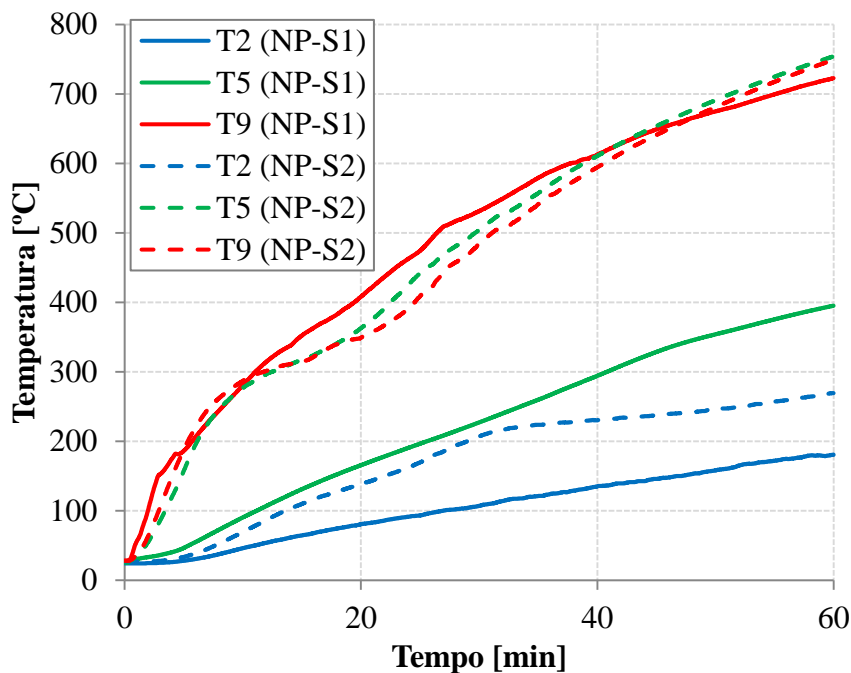


(c) no centro do banzo inferior das vigas da série S1

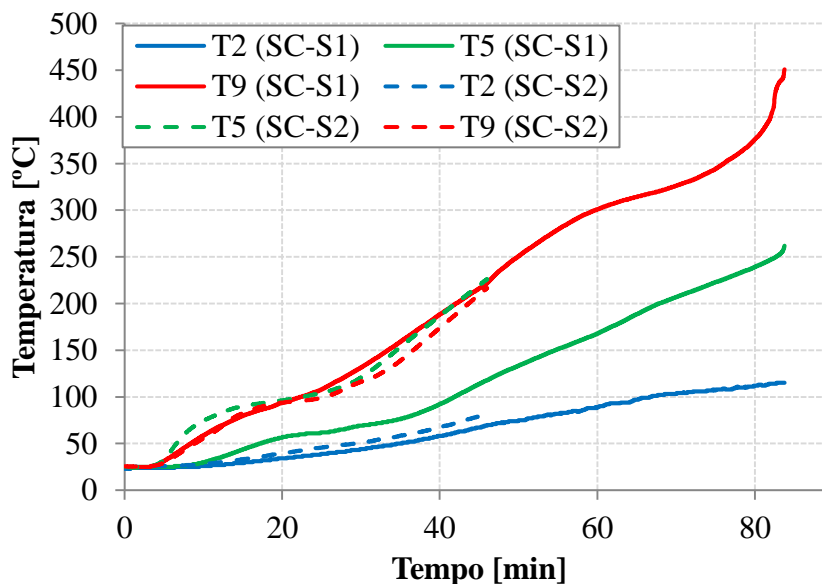
Figura 3. Resposta térmica: temperaturas.

Na Figura 4 apresenta-se a comparação da evolução das temperaturas nas vigas não protegidas e protegidas com silicato de cálcio das séries S1 e S2 (no caso das vigas NP, os valores apresentados foram medidos em perfis auxiliares, não sujeitos a qualquer carregamento; as temperaturas medidas na viga AA-S2 não são apresentadas, pelo facto de a duração deste ensaio ter sido muito reduzida). No caso das vigas da série S2, salienta-se o facto de as curvas de evolução da temperatura das almas e dos banzos inferiores serem muito semelhantes, o que é consistente com o tipo de exposição ao fogo destas vigas (a três faces). Tal como na série S1, a proteção passiva com silicato de cálcio permitiu reduzir significativamente as temperaturas. Nas vigas da série S3, como esperado, a

evolução das temperaturas foi muito semelhante à registada na série S1, pelo facto de a exposição térmica ter sido idêntica (a uma face).



(a) nas vigas NP-S1 e NP-S2



(b) nas vigas SC-S1 e SC-S2.

Figura 4. Resposta térmica: temperaturas registadas.

Na Figura 5a) apresenta-se a variação dos deslocamentos a meio vão das vigas da série S1 em função do tempo de ensaio. Nas vigas sem proteção passiva, durante os instantes iniciais, observou-se um rápido aumento da flecha a meio vão, que estará relacionado com a rápida degradação das propriedades mecânicas do banzo inferior. Após esta fase inicial, a taxa de deformação nestas vigas diminuiu, tendo-se mantido sensivelmente constante até ao final do ensaio, altura em que voltou a

aumentar a uma taxa crescente. Nas vigas com proteção passiva, o aumento da deformação com o tempo (variável para as diferentes proteções) foi menos acentuado, o que estará naturalmente associado ao aquecimento mais lento e gradual da secção transversal e, conseqüentemente, à menor redução das propriedades mecânicas do material GFRP. No caso da viga com proteção ativa, apesar de o aumento inicial de deformação ter sido relativamente rápido (o que estará associado ao facto de a face inferior do banzo inferior não ter qualquer proteção), a partir de determinada altura, verificou-se uma estabilização da evolução da flecha a meio vão, que passou a apresentar uma taxa de crescimento muito reduzida até ao final da exposição ao fogo. Na Figura 5b) apresenta-se a comparação da variação dos deslocamentos a meio vão das vigas da série S1 com as das séries S2 e S3. Como seria de esperar, para vigas do mesmo tipo, a exposição a três faces (série S2) e o aumento da carga (série S3), provocaram maiores aumentos das deformações.

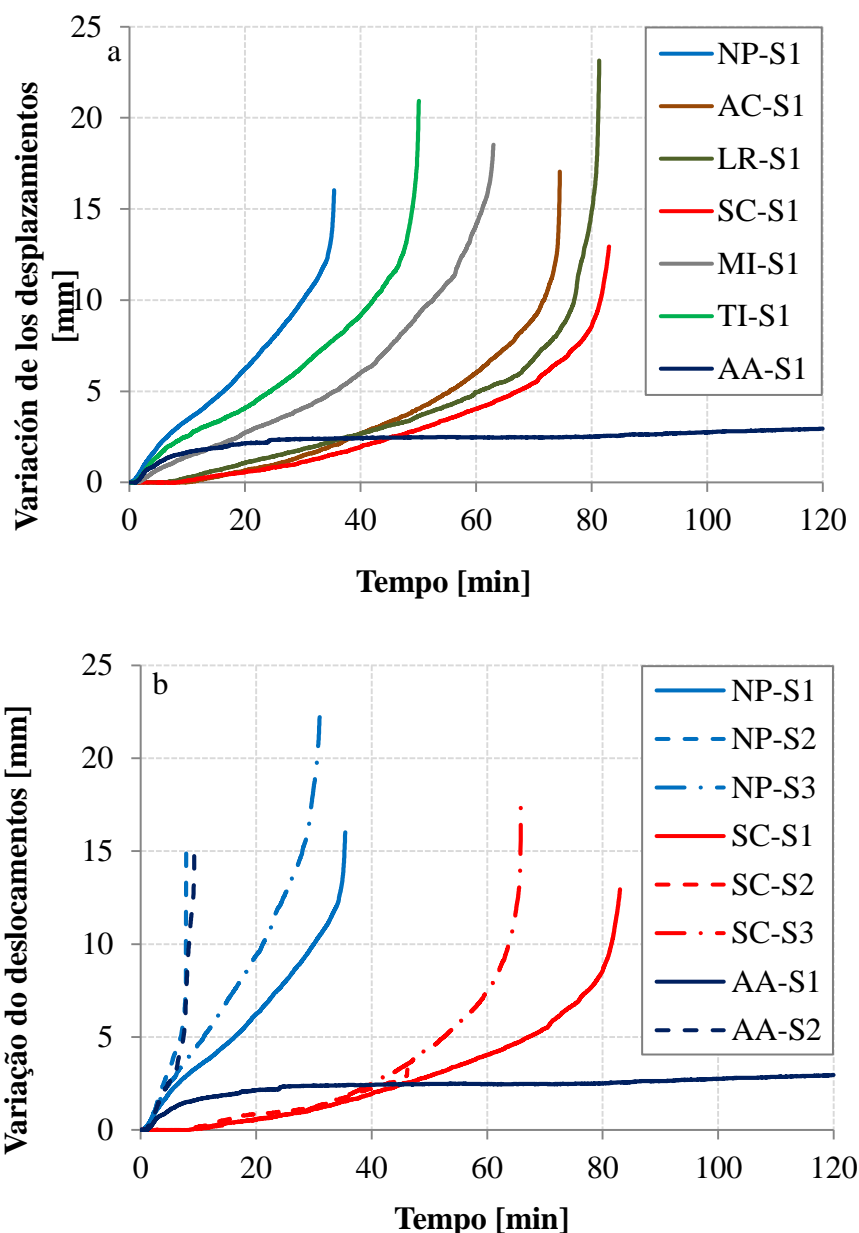


Figura 5. Resposta mecânica: variação dos deslocamentos registados a meio vão das vigas (a) da série S1 e (b) das séries S1, S2 e S3, não protegida (NP), com silicato de cálcio (SC) e arrefecimento com água (AA).

Relativamente aos modos de rotura, todas as vigas colapsaram de um modo frágil e sem qualquer sinal de pré-rotura. A generalidade das vigas colapsou por compressão longitudinal do banzo superior na zona central e/ou por compressão transversal e corte das almas sob um dos pontos de aplicação de carga, como se ilustra na Figura 6. As vigas da série S2 (expostas ao fogo a três faces) não protegida e arrefecida com água parecem ter colapsado por corte/instabilidade das almas, que apresentaram um abaulamento muito significativo em toda a altura. Importa ainda referir que a viga arrefecida com água exposta ao fogo na face inferior (AA-S1) não colapsou durante 120 minutos, altura em que o ensaio foi interrompido. Na Figura 7 é apresentada uma comparação dos tempos de resistência ao fogo das diferentes vigas, salientando-se (i) a eficácia dos diferentes sistemas de proteção, e a redução da resistência ao fogo causada (ii) pela exposição a três faces, sobretudo para o sistema com arrefecimento com água (cuja eficácia é drasticamente reduzida), e (iii) pelo aumento da carga.

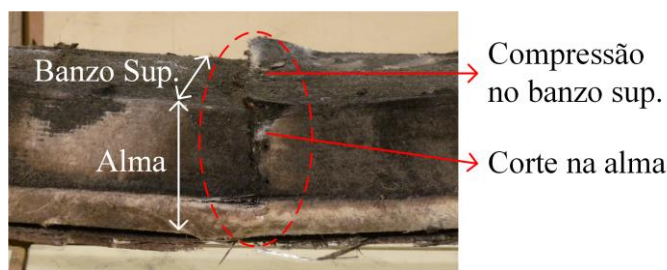


Figura 6. Modo de rotura típico das vigas ensaiadas.

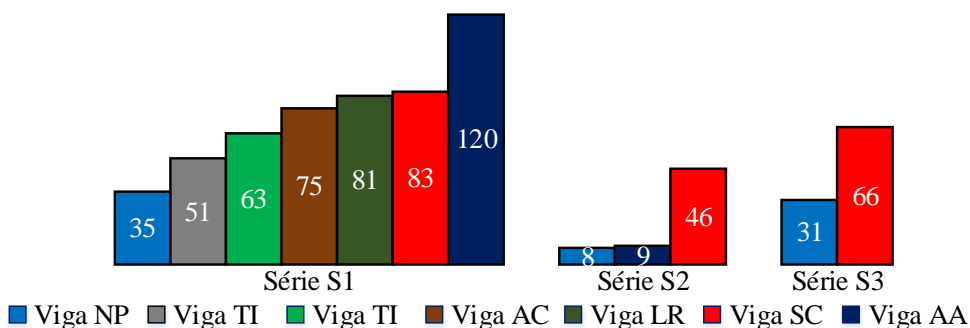


Figura 7. Resistência ao fogo (em min) das vigas ensaiadas.

3. ESTUDO NUMÉRICO

3.1 Modelo numérico

Com o intuito de simular os ensaios de resistência ao fogo realizados, foi desenvolvido um modelo térmico bidimensional para simular a evolução das temperaturas na viga de secção tubular exposta ao fogo a uma face e não protegida (viga NP-S1), através do *software* comercial *ANSYS FLUENT* (ANSYS, 2012). No modelo desenvolvido (Figura 8a) foram consideradas as seguintes hipóteses: (i) o forno transfere calor para o banzo inferior do perfil por radiação ($\epsilon = 0.70$) e convecção ($h = 25 \text{ W/m}^2$); (ii) a transferência de calor no perfil ocorre por condução no material GFRP, mas também por radiação interna ($\epsilon = 0.75$) entre as faces da cavidade do perfil e por convecção do ar nela contido; (iii) as almas são superfícies adiabáticas; e (iv) o banzo superior transfere calor para a atmosfera exterior por convecção ($h = 10 \text{ W/m}^2$) e radiação ($\epsilon = 0.75$).

Quanto à malha adotada para discretizar a secção transversal de $100 \times 100 \times 8 \text{ mm}$, foram usados elementos quadrangulares (*Quad_4*) com 1 mm de lado (para o material sólido e para o fluido - ar), como ilustrado na Figura 8b, o que resultou numa malha com 10 000 elementos e 10 201 nós.

Relativamente às propriedades térmicas (Tabela 2), foram consideradas as seguintes hipóteses: (i) para o ar, considerou-se que a densidade, o calor específico, a condutividade térmica e a viscosidade cinemática variam com a temperatura (Engineering Toolbox, 2015); (ii) para o material GFRP, assumiu-se que a densidade, o calor específico e condutividade térmica variam com a temperatura, de acordo com Bai *et al.* (2007). Foi realizada uma análise transiente com uma duração total de 3600 s, com um intervalo de cálculo (*time step*) de 1 s.

Para além da referida simulação da evolução das temperaturas para uma viga não protegida e exposta ao fogo a uma face (E1F), foi também estimada a resposta térmica de uma viga protegida com silicato de cálcio (SC) para E1F. Para tal, foi apenas necessário alterar a geometria do modelo e adicionar um novo material, sendo que as trocas de calor entre a proteção em SC e o perfil de GFRP ocorrem por condução. As propriedades térmicas do SC (densidade, calor específico e condutividade) foram consideradas como variáveis com a temperatura, de acordo com informação obtida através do fornecedor do material.

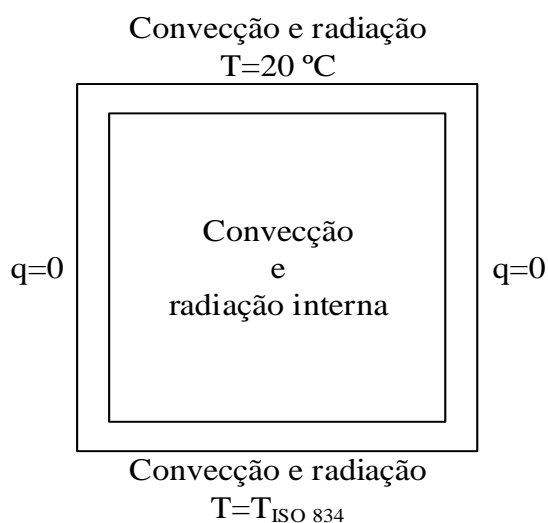


Figura 8. Condições de fronteira no modelo numérico.

Tabela 2. Propriedades térmicas consideradas.

Propriedades	GFRP ⁴ (20-1000 °C)	Ar ⁵ (20-1000 °C)
Densidade [kg/m ³]	1890-1351	1.21-0.28
Calor específico [J/kg.°C]	1053-877	1005-1185
Condutividade [W/m.°C]	0.35-0.10	0.03-0.08
Viscosidade [kg/m.s]	-	1.85-4.79 (×10 ⁻⁵)

⁴ (Engineering Toolbox, 2015), ⁵ (Morgado *et al.*, 2013)

3.2 Resultados numéricos vs. experimentais

Na Figura 9 apresenta-se, a título ilustrativo, a distribuição numérica de temperaturas na secção transversal da viga NP-S1 após durante 30 min de exposição ao fogo. Na Figura 10 apresenta-se a comparação das temperaturas experimentais medidas na viga NP-S1 com os correspondentes valores obtidos através do modelo numérico. Constata-se que, globalmente, as curvas numéricas são coerentes com as obtidas experimentalmente, em particular nos banzos superior (T2) e inferior (T9). Os valores consideravelmente mais elevados de temperaturas experimentais medidas na alma (T4, T5 e T6), em especial na sua zona inferior (T5 e T6), poderão estar associados a um eventual

deficiente isolamento lateral da parte inferior das almas, que poderá não ter sido completamente eficaz.

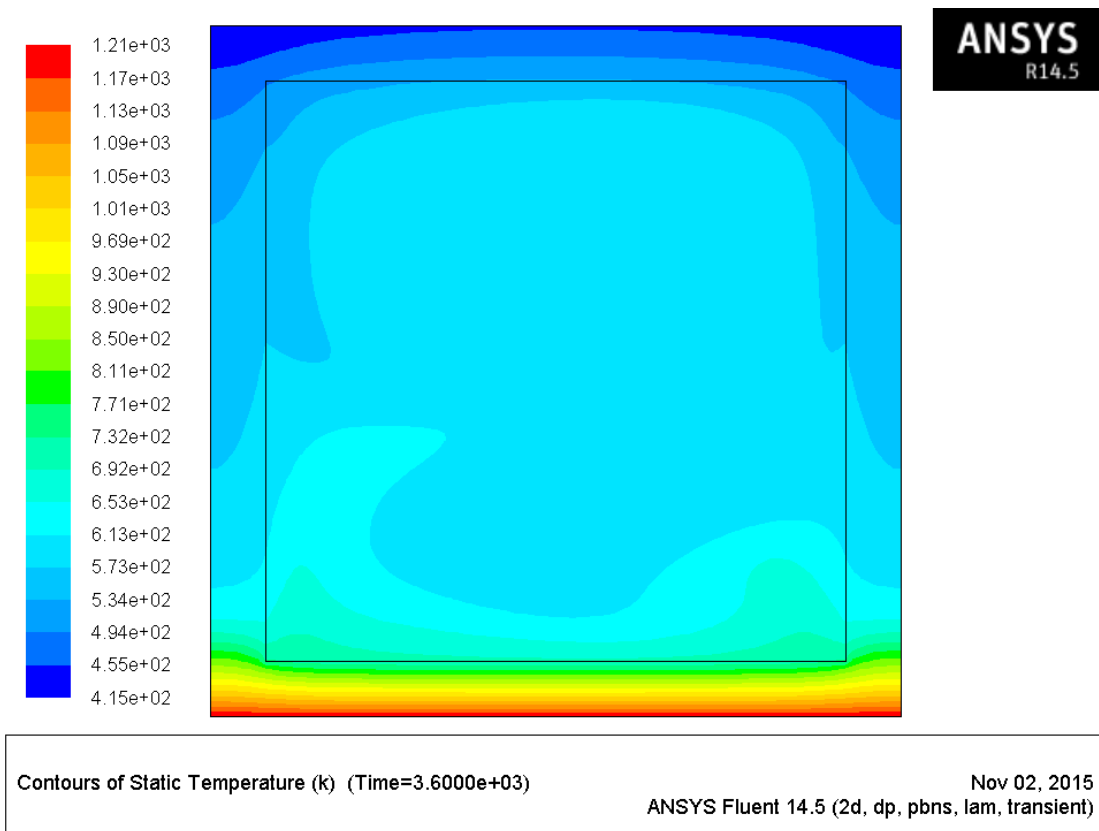


Figura 9. Distribuição numérica de temperaturas da viga NP-S1 (t=60 min).

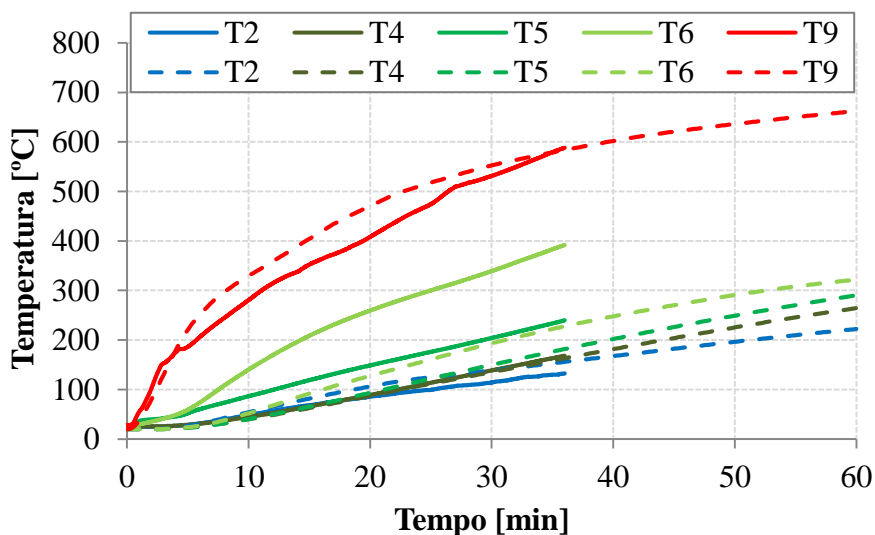


Figura 10. Resposta térmica da viga NP-S1: experimental (a cheio) e numérica (a tracejado).

Quanto à viga protegida com SC, na Figura 11, é apresentada a distribuição de temperaturas na secção. Comparando as temperaturas obtidas experimentalmente com as obtidas numericamente, observou-se que, uma vez mais, as temperaturas numéricas na alma (T4-T6) foram inferiores às experimentais, como ilustrado na Figura 12, o que pode estar relacionado com um eventual

deficiente isolamento lateral do perfil. A evolução das temperaturas numéricas no banzo superior (T2) foi semelhante à das experimentais. Já no banzo inferior (T9), não obstante as temperaturas numéricas e experimentais terem apresentado uma magnitude semelhante, verificaram-se algumas diferenças em termos das tendências de aumento da temperatura (taxas de aumento ao longo do ensaio). Tal parece estar relacionado com as propriedades térmicas consideradas para o SC (fornecidas pelo fabricante), que poderão não reproduzir com suficiente precisão o real comportamento do material.

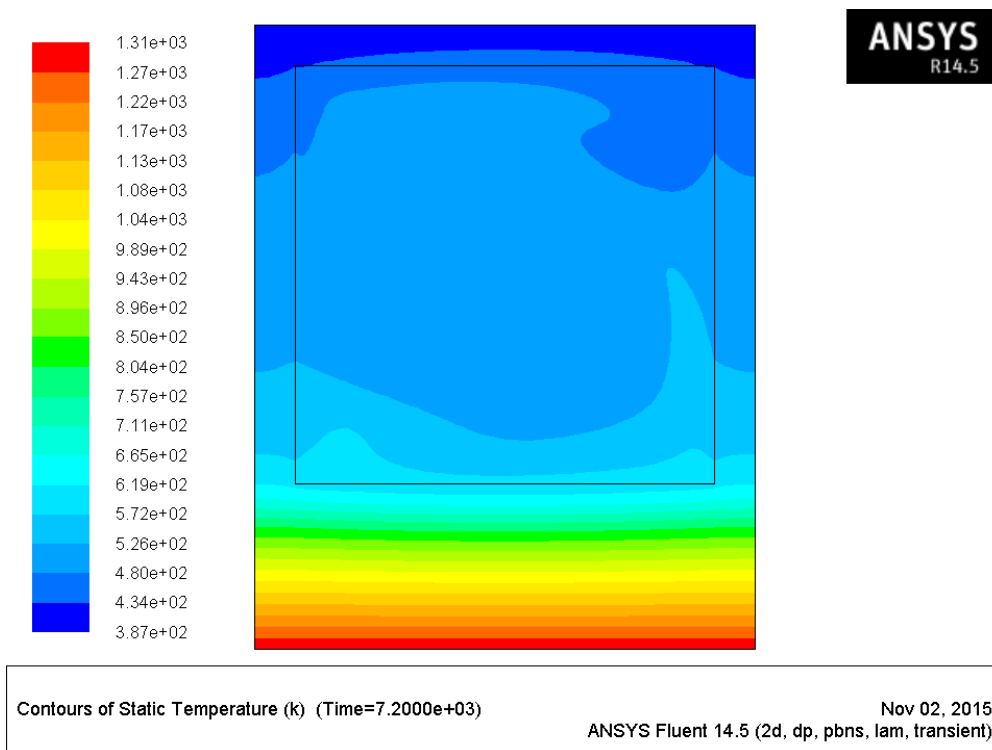


Figura 11. Distribuição numérica de temperaturas da viga SC-S1 (t=60 min).

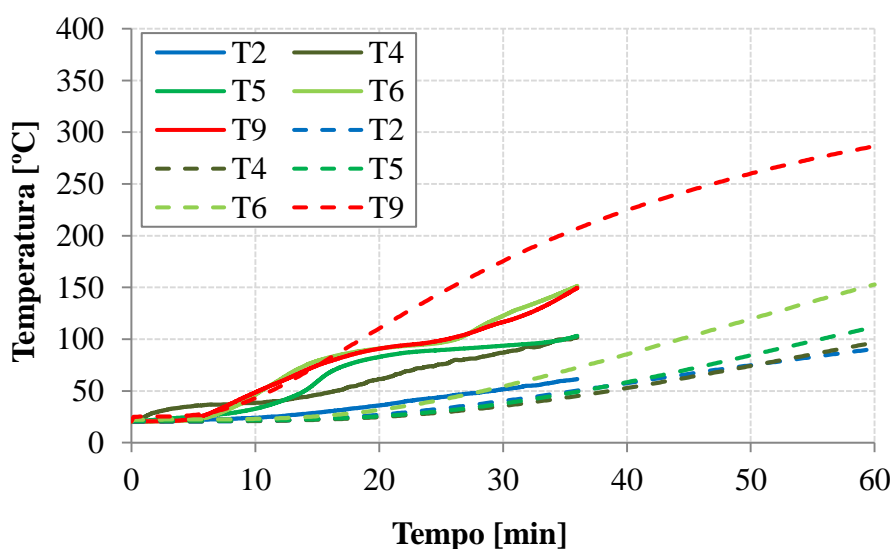


Figura 12. Resposta térmica da viga SC-S1: experimental (a cheio) e numérica (a tracejado).

4. ESTUDO ANALÍTICO

4.1 Modelo analítico

No estudo analítico foi desenvolvido um modelo para simular a resposta mecânica registada nos ensaios de resistência ao fogo, em particular para determinar a evolução dos deslocamentos a meio vão das vigas em função do tempo de exposição ao fogo. O modelo analítico desenvolvido baseia-se (i) numa análise da secção pelo método das fatias, em que, para cada instante de tempo, é considerada a variação das propriedades mecânicas do material GFRP com a temperatura, e (ii) no princípio dos trabalhos virtuais, aplicando a teoria de vigas de Timoshenko (Bank, 2006), isto é, considerando a deformabilidade por flexão e a deformabilidade por corte.

À semelhança do estudo de Mouritz (2003), a secção transversal da viga de GFRP foi dividida em várias camadas, tal como se ilustra na Figura 13. Em seguida, para cada instante de tempo, foi atribuída uma temperatura a cada uma das camadas - essa atribuição pode ser efetuada através dos ensaios experimentais ou do modelo numérico térmico descrito na secção anterior. Com base na temperatura de cada camada, foram determinados os respetivos módulos de elasticidade à compressão (E_C) e à tração (E_T) e o módulo de distorção (G). A variação das referidas propriedades mecânicas em função da temperatura foi estimada com base em ensaios realizados no Instituto Superior Técnico (Correia *et al.*, 2013). Importa ainda referir que, para cada instante de tempo, foi calculada a posição da linha neutra (x_{LN}), através da qual foi calculada a rigidez de flexão equivalente (EI_{eq}) da secção. Para determinar a rigidez de corte ($G_m A_v$), foi calculado um módulo de distorção médio (G_m) para cada instante de tempo. O G_m foi calculado através de uma ponderação entre o módulo de distorção em cada fatia e as áreas das mesmas ($G_m = \sum G_i A_i / \sum A_i$). No que diz respeito à área de corte (A_v), considerou-se que a mesma é constante ($A_v = k \times A$, sendo A a área da secção e k o coeficiente de corte). Uma vez estimados os parâmetros EI_{eq} e $G_m A_v$, o deslocamento (δ) a meio vão da viga é obtido pelo princípio dos trabalhos virtuais, aplicando a equação (1), que, como referido, tem em conta as parcelas de deformação por flexão e de deformação por corte:

$$\delta(t) = \int \frac{M \bar{M}}{EI_{eq}(t)} dx + \int \frac{V \bar{V}}{G_m A_v(t)} dx \quad (1)$$

4.2 Resultados analíticos vs. experimentais

O modelo acima descrito foi aplicado para estimar a evolução dos deslocamentos a meio vão da viga NP-S1, com secção tubular e exposta ao fogo a uma face. Na Figura 14 é apresentada uma comparação entre a variação dos deslocamentos a meio vão medidos no ensaio de resistência ao fogo e os valores correspondentes obtidos através do modelo analítico, considerando as temperaturas medidas experimentalmente (modelo 1) e as calculadas numericamente (modelo 2). Pode-se observar que, globalmente, o modelo analítico desenvolvido forneceu uma boa aproximação aos resultados experimentais, considerando quer as temperaturas medidas experimentalmente (curva mod. 1), quer as temperaturas calculadas numericamente (curva mod. 2). Em ambos os casos, apesar de o modelo ter fornecido variações de deslocamentos ligeiramente inferiores às medidas experimentalmente durante a parte inicial da exposição térmica, o mesmo foi capaz de reproduzir o aumento progressivo de flecha a meio vão antes do colapso e forneceu também estimativas relativamente precisas (dada a complexidade dos fenómenos envolvidos) da resistência ao fogo experimental (35 min) da viga - 30 min (modelo 1) e 31 min (modelo 2). Salienta-se o facto de as curvas analíticas representadas na Figura 14 apresentarem um andamento menos regular do que a experimental, sobretudo no modelo 1. Tal deve-se (i) ao número finito de camadas consideradas e, sobretudo (ii) às variações das diferentes propriedades mecânicas do material GFRP

com a temperatura considerada nos modelos, que apresentam valores constantes para determinados intervalos de temperatura (Correia *et al.*, 2013). No caso do modelo 1, acresce ainda o facto de ter sido considerado um menor número de temperaturas do que no modelo 2.

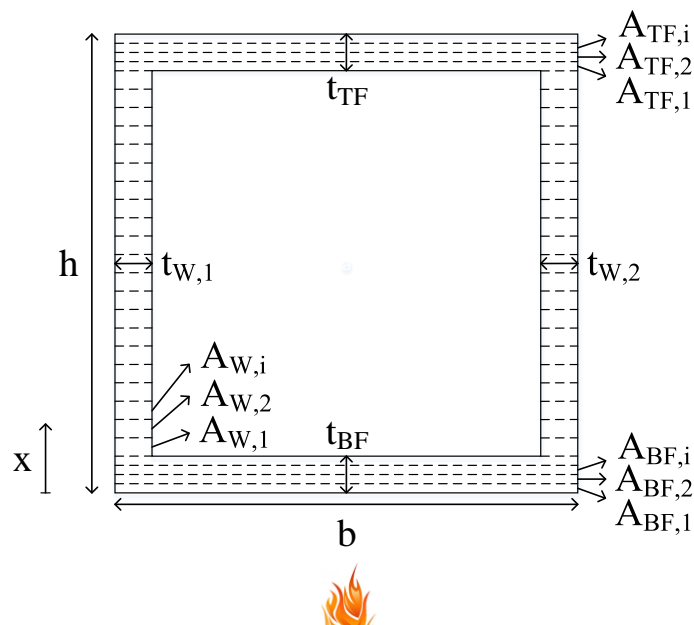


Figura 13. Modelo analítico: discretização da secção em camadas.

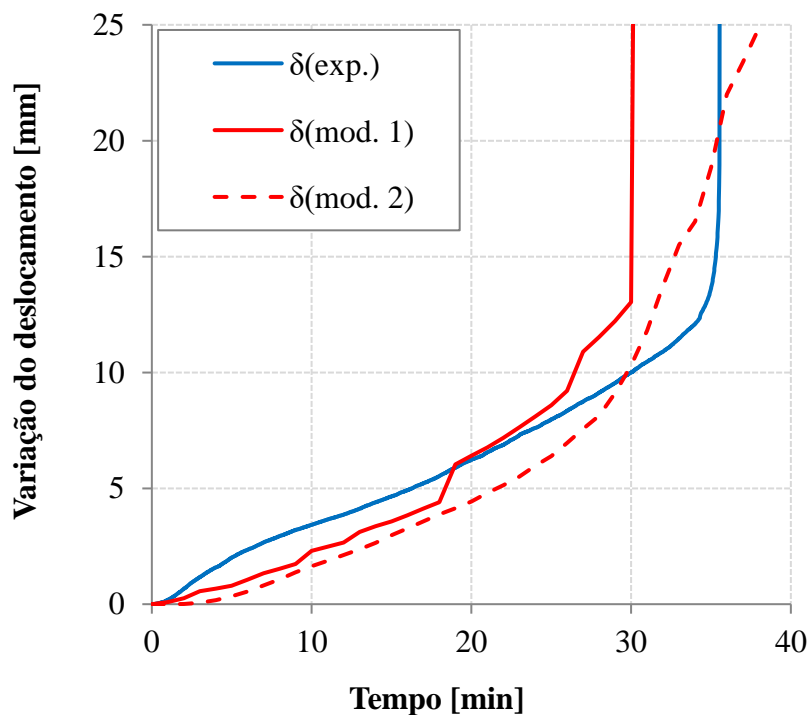


Figura 14. Resposta mecânica: resultados experimentais e analíticos para a viga NP-S1.

5. CONCLUSÕES

A campanha experimental mostrou que os diferentes sistemas de proteção permitiram melhorar consideravelmente o comportamento ao fogo das vigas de GFRP. Observou-se que os materiais de proteção mais eficazes foram o aglomerado de cortiça, a lã de rocha e o silicato de cálcio. Importa ainda referir que, para a exposição apenas a uma face, a solução de arrefecimento com água foi claramente a mais eficaz, tendo o respetivo tempo de resistência ao fogo sido superior a 120 minutos. Mostrou-se também que a exposição a três faces e o aumento da carga de serviço provocaram reduções significativas do tempo de resistência ao fogo. Os ensaios experimentais realizados permitiram ainda confirmar que os perfis pultrudidos de GFRP, quando expostos a temperaturas elevadas, são mais vulneráveis à compressão e ao corte do que à tração. De facto, na maior parte dos ensaios, o colapso das vigas ocorreu por compressão longitudinal do banzo superior e/ou por compressão e corte das almas. As vigas sem proteção passiva expostas ao fogo a três faces apresentaram um mecanismo de colapso por corte com abaulamento das almas.

O modelo numérico térmico (bidimensional), desenvolvido no *software* comercial *ANSYS FLUENT*, permitiu avaliar a distribuição de temperaturas nas vigas expostas ao fogo a uma face, não protegida e protegida com SC. Neste modelo foram consideradas as trocas de calor entre o sólido (GFRP e SC) e o ambiente exterior (por radiação e convecção), as trocas de calor entre o sólido e o ar (fluido) no interior da cavidade por convecção e ainda as trocas de calor por radiação entre as paredes internas da secção. Obteve-se uma razoável a boa concordância entre as curvas experimentais e numéricas referentes à temperatura dos banzos superior e inferior. Relativamente às almas, registaram-se diferenças significativas, que poderão ser explicadas por um deficiente isolamento lateral entre o perfil de GFRP e as tampas do forno.

O modelo analítico desenvolvido permitiu estimar a evolução dos deslocamentos a meio vão da viga não protegida exposta ao fogo a uma face. Neste modelo, a secção transversal da viga foi dividida em camadas, às quais foram atribuídas diferentes temperaturas em função do tempo de exposição ao fogo e, conseqüentemente, diferentes propriedades mecânicas em tração, compressão e corte. Para cada instante de tempo, as flechas a meio vão foram calculadas através da teoria de vigas de Timoshenko. Obteve-se uma boa concordância entre a variação dos deslocamentos com o tempo e estimativas relativamente precisas dos tempos de resistência ao fogo.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à FCT (projeto PTDC/ECM/100779/2008) e ao ICIST pelo financiamento da investigação. O primeiro autor gostaria ainda de agradecer à FCT pela bolsa de doutoramento SFRH/BD/94907/2013.

7. REFERÊNCIAS

- Correia, J. R. (2012), “*Materiais compósitos de matriz polimérica*”, em *Ciência e Engenharia dos Materiais de Construção*, IST Press, Lisboa.
- Correia, J. R. (2004), “*Perfis pultruidos de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP). Aplicação de vigas mistas GFRP betão na construção*”, Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Samanta, A. *et al.* (2004), “*Thermo mechanical assessment of polymer composites subjected to fire*”, The Robert Gordon University, Aberdeen.
- Mouritz, A. P., Gibson, A. G. (2006), “*Fire properties of polymer composite materials*”, Springer, Dordrecht.

- Correia, J. R. *et al.* (2013), “*Mechanical behaviour of pultruded glass fibre reinforced polymer composites at elevated temperature: Experiments and model assessment*”, *Composites Structures*, V. 98, pp. 303-313.
- Ludwig, C. *et al.* (2008), “*Thermal and Thermo mechanical Investigation of Polyester based Composite Beams*”, Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Zurich.
- Correia, J. R. *et al.* (2010), “*Fire protection system for building floors made of pultruded GFRP profiles. Part 1: Experimental investigations*”, *Composites: Part B*, V. 41, pp. 617-629.
- ISO 834-1 (1999), “*Fire resistance tests. Elements of building construction - Part 1: General requirements*”, International Standards Organization, Genève.
- Software comercial *ANSYS FLUENT*, ANSYS, inc, versão 14.2, (2012).
- Morgado, T. *et al.* (2013), “*Comportamento ao fogo de vigas de compósito de GFRP*”, *Revista Internacional Construlink*, n.º 32, pp. 4-19.
- Website, http://www.engineeringtoolbox.com/dry-air-properties-d_973.html, (2015).
- Bai, Y., Vallé, T., Keller, T. (2007), “*Modeling of thermos physical properties for FRP composites under elevated and high temperature*”, *Composites Science and Technology*, V. 67, pp. 3098-3109.
- Bank, L. C. (2006), “*Composites for construction: Structural design with FRP materials*”, Wiley, Hoboken.
- Mouritz, A. (2003), “*Simple models for determining the mechanical properties of burnt FRP composites*”, *Materials and Engineering*, V. 359, pp. 237-246.



Um novo modelo para o projeto de sapatas associadas retangulares de divisa com dois lados opostos restringidos

A. Luévanos Rojas¹

¹Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura. Universidad Juárez del Estado de Durango, Gómez Palacio, Durango, México.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.137>

Artículo recibido el 28 de noviembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 13 de marzo de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Abril - Junio 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.revistaalconpat.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 última modificación: 30 de abril 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 trabalho apresenta um novo modelo de projeto de sapatas associadas retangulares de divisa com dois lados opostos restringidos, tendo em conta a pressão real do solo na superfície de contato da sapata para obter: os momentos em torno dos eixos longitudinais paralelos ao eixo “Y-Y”; os momentos em torno eixos transversais paralelos ao eixo “X-X”; A força cortante unidirecional (cortante por flexão); A força cortante bidirecional (puncionamento) para os dois pilares. A pressão real do solo é apresentada em termos de elementos mecânicos que atuam em cada pilar (P , M_x , e M_y). A abordagem matemática sugerida neste trabalho produz resultados que têm uma precisão tangível para encontrar a solução mais econômica.

Palavras-chave: projeto de sapatas; sapatas associadas retangulares de divisa; momentos; força cortante unidirecional (cortante por flexão); força cortante bidirecional (puncionamento).

ABSTRACT

This paper presents a new model for design of boundary rectangular combined sapatas with two opposite sides constrained taking into account the real soil pressure acting on the contact surface of the sapata to obtain: Moments around of parallel longitudinal axes to axis “Y-Y”; Moments around of parallel transverse axes to axis “X-X”; Unidirectional shear force (bending shear); Bidirectional shear force (punching shear) to the two columns. The real soil pressure is presented in terms of the mechanical elements acting on each column (P , M_x , and M_y). The mathematical approach suggested in this paper produces results that have a tangible accuracy for find the solution more economical.

Key words: design of sapatas; boundary rectangular combined sapatas; moments; unidirectional shear force (bending shear); bidirectional shear force (punching shear).

RESUMEN

Este documento presenta un nuevo modelo para diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos tomando en cuenta la presión real del suelo sobre la superficie de contacto de la zapata para obtener: Los momentos alrededor de ejes longitudinales paralelos al eje “Y-Y”; Los momentos alrededor de ejes transversales paralelos al eje “X-X”; La fuerza cortante unidireccional (Cortante por flexión); La fuerza cortante bidireccional (Cortante por penetración) para las dos columnas. La presión real del suelo se presenta en función de los elementos mecánicos que actúan en cada columna (P , M_x , y M_y). El enfoque matemático sugerido en este trabajo produce resultados que tienen una exactitud tangible para encontrar la solución más económica.

Palabras clave: diseño de zapatas; zapatas combinadas rectangulares de lindero; momentos; fuerza cortante unidireccional (cortante por flexión); fuerza cortante bidireccional (cortante por penetración).

Autor a contactar: Arnulfo Luévanos Rojas (arnulfol_2007@hotmail.com)

1. INTRODUÇÃO

A infraestrutura ou fundação é a parte da estrutura que normalmente se coloca sob a superfície do solo e que transmite as cargas para o solo ou rocha subjacente. Cada edifício possui a necessidade de resolver um problema de fundação. As fundações são classificadas em rasas e profundas, que têm diferenças importantes quanto a sua geometria, ao comportamento do solo, a sua função estrutural e aos seus sistemas construtivos (Bowles, 1996; Nilson, 1999; Das et al., 2006).

As fundações rasas, cujos sistemas construtivos em geral não apresentam grandes dificuldades, podem ser de vários tipos, de acordo com a sua função: sapata isolada, sapata associada, sapata corrida ou radier (Bowles, 1996; Das et al., 2006).

O trabalho usual de análise estrutural é feito normalmente com as hipóteses de que a estrutura dos edifícios está embutida no solo, isto é, apoiada em um material não-deformável (Calavera-Ruiz, 2000; Tomlinson, 2008).

A distribuição de pressão do solo sob uma sapata depende do tipo de solo, da rigidez relativa do solo e da fundação, e a profundidade da fundação ao nível de contato entre a sapata e o solo. Uma sapata de concreto apoiada em solos granulares grossos (solos arenosos) terá uma distribuição de pressões semelhante à da Figura 1(a), quando uma sapata rígida está apoiada sobre solo arenoso, a areia perto das bordas da sapata tende a mover-se lateralmente quando o carregamento é aplicado na sapata, tendendo a reduzir a pressão do solo perto das bordas, enquanto que o solo distante das bordas da sapata está relativamente confinado. Em contrapartida, a distribuição da pressão sob uma sapata apoiada em solos finos (argilosos) é similar à Figura 1(b), quando a sapata é carregada, o terreno sob a sapata desvia em uma depressão em forma de concha, aliviando a pressão por baixo do centro da sapata. Para fins de projeto, é comum assumir que a pressão do solo é distribuída de forma linear. A distribuição da pressão será uniforme se o centróide da sapata coincidir com a resultante das cargas aplicadas, como mostrado na Figura 1(c) (Bowles, 1996; Nilson, 1999).

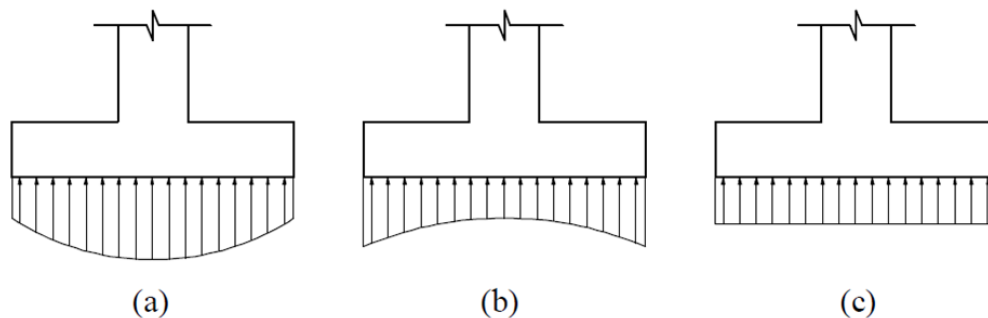


Figura 1. Distribuição de pressão sob a sapata: (a) Sapata em solos granulados grossos; (b) Sapata em solos finos (argilosos); (c) Distribuição uniforme equivalente.

Uma sapata associada é uma larga sapata que suporta dois ou mais pilares (normalmente dois) alinhados (Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

As sapatas associadas são utilizadas quando: 1) A relação entre as cargas, a capacidade admissível do solo da fundação e a distância entre pilares adjacentes impedem a construção de sapatas isoladas. 2) Um pilar de divisa que está tão próximo da divisa da propriedade que não possibilita centralizar uma sapata isolada sob ele (Nilson, 1999; Kurian, 2005, Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

As sapatas associadas são projetadas de modo que o centro de gravidade de área da sapata corresponda com a resultante das cargas dos dois pilares. Isto produz uma pressão de contato uniforme ao longo de toda a área e evita a tendência de inclinar a sapata. Vistas de planta, estas sapatas são retangulares, trapezoidais ou em forma de T, e os detalhes de sua forma se adaptam para coincidir seu centroide e a resultante (Nilson, 1999; Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

Outro recurso que é usado quando uma sapata simples não pode se centrar um pilar de divisa, envolve a locação da sapata para o pilar periférico de forma excêntrica e conectá-lo com a sapata do pilar interno mais próximo por uma viga alavanca. Esta viga alavanca, estando balanceada pela carga do pilar interno, resiste à tendência da inclinação da sapata de divisa excêntrica e iguala as pressões sob esta. Este tipo de fundação é conhecido como sapatas com vigas alavanca, em balanço ou conectadas (Nilson, 1999; Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

Outra solução para projetar sapatas associadas para pilares sob flexão biaxial é considerar a pressão máxima do solo e esta é considerada uniforme em todos os pontos de contato (Calavera-Ruiz, 2000; Tomlinson, 2008).

Alguns documentos publicados recentemente considerando a pressão real do solo são: Projeto de sapatas isoladas de forma retangular usando um novo modelo (Luévanos-Rojas et al., 2013); Projeto de sapatas isoladas circulares usando um novo modelo (Luévanos-Rojas, 2014); Projeto de sapatas associadas retangulares de divisa usando um novo modelo (Luévanos-Rojas, 2014b), esta sapata considera apenas um lado restringido.

Este trabalho apresenta um novo modelo para o projeto de sapatas associadas retangulares de divisa com dois lados opostos restritos para obter: 1) Os momentos em torno de um eixo longitudinal (um eixo $a-a$ com uma largura " b_1 " e um eixo $b-b$ com uma largura " b_2 ", que são paralelas ao eixo "Y-Y"; 2) Os momentos em torno de um eixo transversal (eixo $c-c$, eixo $d-d$ e um eixo $e-e$ que são paralelos ao eixo "X-X"); 3) A força cortante unidirecional (cortante por flexão) sobre os eixos $f-f$, $g-g$, $h-h$ e $i-i$; 4) A força cortante bidirecional (punção), sobre uma seção retangular formada pelos pontos 5, 6, 7 e 8 para o pilar 1 (borda esquerda) e a seção retangular formada pelos pontos 9, 10, 11 e 12 para o pilar 2 (borda direita). A pressão real do solo que atua na superfície de contato da sapata é diferente nos quatro vértices, esta pressão se apresenta em termos dos elementos mecânicos que atuam em cada pilar (carga axial, momento em torno do eixo "X", e momento em torno do eixo "Y"). A abordagem matemática sugerida neste trabalho produz resultados que têm uma precisão tangível para todos os problemas, a parte principal desta pesquisa envolve encontrar a solução mais econômica.

2. MODELO PROPOSTO

2.1 Considerações gerais

De acordo com as exigências do Código de Construção para Concreto Estrutural e Comentários (ACI 318 versão em español), seções críticas são: 1) o momento máximo que se encontra na face do pilar, ou na parede, para sapatas que apoiam um pilar de concreto, ou parede; 2) a força cortante por flexão ocorre a uma distância " d " (distância a partir da fibra extrema comprimida ao centro da armadura longitudinal) é medida a partir da face do pilar, pedestal ou parede para sapatas que apoiam num pilar ou parede, e 3) a punção está localizada de modo que o perímetro " b_o " é mínimo, mas não tem porque estar a menos de " $d/2$ " a: (a) bordas ou vértices dos pilares, cargas concentradas, ou zonas de reação, e (b) mudanças na espessura das lajes, tais como bordas de capitéis (ACI, 2013; McCormac e Brown, 2013).

A equação geral para qualquer tipo de sapata sujeita à flexão bidirecional (González-Cuevas e Robles-Fernandez-Villegas, 2005; Punmia et al., 2007; Gere e Goodo, 2009) é:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \quad (1)$$

onde:

σ : pressão exercida pelo solo sobre a sapata (pressão do terreno),

A : área de contato da sapata,

P : carga axial aplicada no centro de gravidade da sapata,

M_x : momento em torno do eixo "X",

M_y : momento em torno do eixo "Y",

x : distância na direção "X", medida a partir do eixo "Y" para a fibra sob estudo,

y : representa a distância na direção "Y" medida a partir do eixo da fibra "X" para a fibra sob estudo,

I_y : momento de inércia em torno do eixo "Y",

I_x : momento de inércia em torno do eixo "x".

2.2. Modelo para dimensionamento

Na Figura 2 é apresentada uma sapata retangular combinada de divisa com dois lados opostos restringidos, apoiando dois pilares retangulares de diferentes dimensões, cada pilar sujeito a uma carga axial e momento em duas direções (flexão bidirecional).

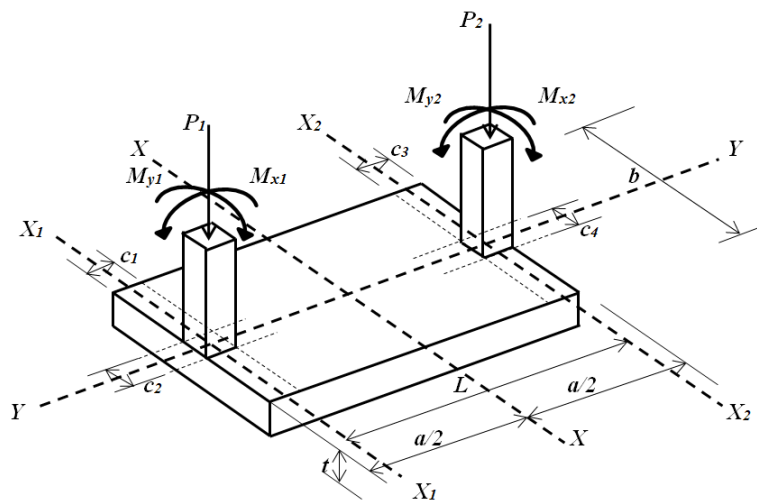


Figura 2. Sapata retangular combinada de divisa com dois lados opostos restringidos

O valor de "a" é fixo e pode ser expresso em termos de "L" como se segue:

$$a = L + \frac{c_1}{2} + \frac{c_3}{2} \quad (2)$$

onde:

a: dimensão da sapata paralela ao eixo "Y".

Substituindo $A = ab$, $I_x = ba^3/12$, $I_y = ab^3/12$, $y = a/2$, $x = b/2$ na equação (1) se obtém:

$$\sigma = \frac{R}{ab} \pm \frac{6M_{xT}}{ba^2} \pm \frac{6M_{yT}}{ab^2} \quad (3)$$

onde:

b : dimensão da sapata paralela ao eixo "X",

$R = P_1 + P_2$, $M_{yT} = M_{y1} + M_{y2}$: momento total em torno do eixo "Y",

$M_{xT} = M_{x1} + M_{x2} + P_1(a/2 - c_1/2) - P_2(a/2 - c_3/2)$: momento total em torno do eixo "X".

Se for considerado que a pressão sobre o solo deve ser igual a zero, pelo fato do solo não ser capaz de resistir a tração, o valor de "b" é obtido por:

$$b = \frac{6M_{yT}a}{Ra - 6M_{xT}} \quad (4)$$

Se for considerado que a pressão sobre o solo deve ser a capacidade de carga admissível disponível do solo " σ_{adm} " o valor de "b" é obtido por:

$$b = \frac{Ra + 6M_{xT} + \sqrt{(Ra + 6M_{xT})^2 + 24\sigma_{adm}M_{yT}a^3}}{2\sigma_{adm}a^2} \quad (5)$$

La capacidad de carga admisible disponible del suelo se obtiene de la siguiente manera:

A capacidade de carga admissível disponível do solo é obtida da seguinte forma:

$$\sigma_{adm} = q_a - \gamma_{ppz} - \gamma_{pps} \quad (6)$$

onde: q_a representa a capacidade de carga admissível do solo, γ_{ppz} é o peso da sapata, γ_{pps} é o peso próprio do enchimento do solo.

2.3. Novo modelo para projeto de sapatas

A Figura 3 mostra o diagrama de pressão para sapatas retangulares combinadas de divisa com dois lados opostos restringidos, submetidas a uma carga axial e de momento em duas direções (flexão bidirecional) em cada pilar, onde a pressão é apresentada de forma diferente nos quatro vértices e variando de forma linear ao longo de toda a superfície de contato.

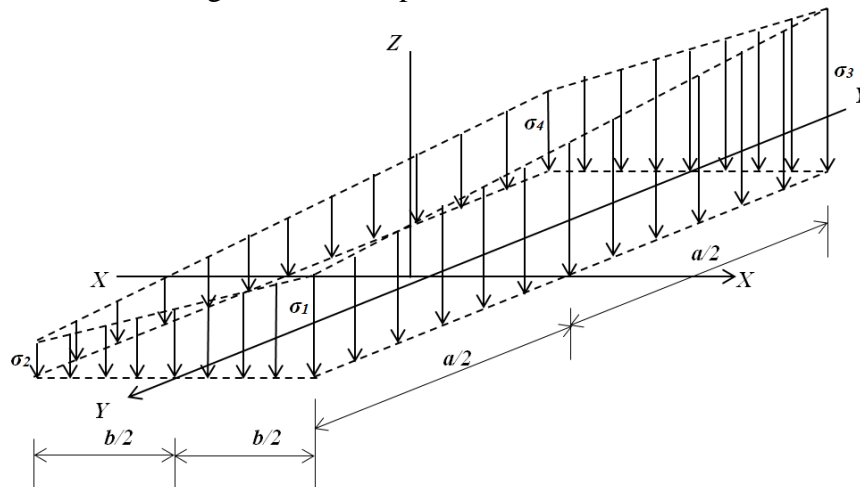


Fig. 3. Diagrama de pressão para sapata retangular combinada de divisa com dois lados opostos restringidos

A Figura 4 mostra sapatas retangulares combinadas de divisa com dois lados opostos restringidos para obter a pressão em qualquer lugar sobre a superfície de contato do elemento estrutural, devido à pressão exercida pelo solo.

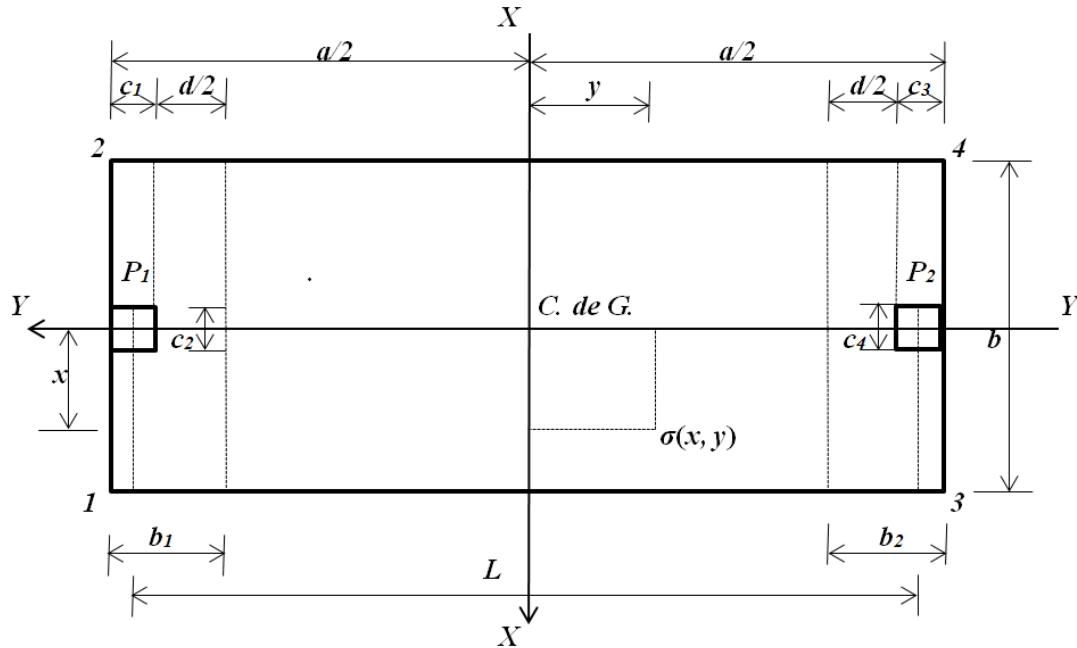


Figura 4. Sapata retangular combinada de divisa com dois lados opostos restringidos

A pressão do solo no sentido transversal é:

Para o pilar 1 é:

$$\sigma_{P_1}(x, y) = \frac{P_1}{b_1 b} + \frac{12M_{y1}x}{b_1 b^3} + \frac{12[M_{x1} + P_1(b_1/2 - c_1/2)]y}{bb_1^3} \quad (7)$$

Para o pilar 2 é:

$$\sigma_{P_2}(x, y) = \frac{P_2}{b_2 b} + \frac{12M_{y2}x}{b_2 b^3} + \frac{12[M_{x2} + P_2(b_2/2 - c_3/2)]y}{bb_2^3} \quad (8)$$

A pressão do solo no sentido longitudinal é:

$$\sigma(x, y) = \frac{R}{ab} + \frac{12M_{yT}x}{ab^3} + \frac{12M_{xT}y}{ba^3} \quad (9)$$

onde: $b_1 = c_1 + d/2$ é a largura da superfície de ruptura do pilar 1, $b_2 = c_3 + d/2$ é a largura da superfície de ruptura do pilar 2.

2.3.1. Momentos

As secções críticas para os momentos são mostradas na Figura 5. Estas são apresentadas nas secções *a-a*, *b-b*, *c-c*, *d-d* e *e-e*.

2.3.1.1. Momentos em torno do eixo "a-a"

A força resultante " F_{Ra} " se encontra através do volume (bulbo) de pressão da área formado pelo eixo *a-a* com uma largura $b_1 = c_1 + d/2$ e a extremidade livre da sapata retangular, onde a maior pressão é apresentada:

$$F_{Ra} = \int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2}^{b/2} \sigma_{P_1}(x, y) dx dy = \frac{[P_1 b^2 + 3M_{y1}(b + c_2)](b - c_2)}{2b^3} \quad (10)$$

O centro de gravidade " x_{ca} " é obtido por:

$$x_{ca} = \frac{\int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2}^{b/2} x \sigma_{P_1}(x, y) dx dy}{\int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2}^{b/2} \sigma_{P_1}(x, y) dx dy} = \frac{P_1 b^2 (b + c_2) + 4M_{y1} (b^2 + b c_2 + c_2^2)}{4[P_1 b^2 + 3M_{y1} (b + c_2)]} \quad (11)$$

O momento em torno do eixo "a-a" se obtém através da seguinte equação:

$$M_{a-a} = F_{Ra} (x_{ca} - c_2/2) \quad (12)$$

Substituindo a equação (10) e (11) na equação (12) se obtém:

$$M_{a-a} = \frac{[P_1 b^2 + 2M_{y1}(2b + c_2)](b - c_2)^2}{8b^3} \quad (13)$$

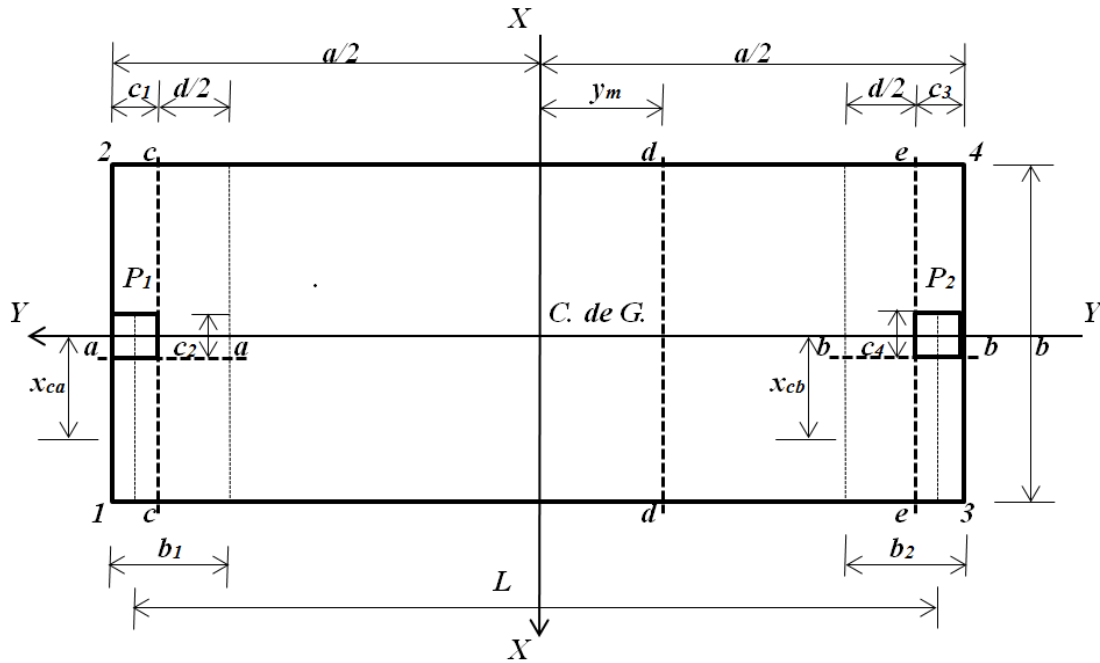


Figura 5. Seções críticas para os momentos

2.3.1.2. Momentos em torno do eixo "b-b"

A força resultante " F_{Rb} " é obtida através do volume (bulbo) de pressão da área formada pelo eixo b-b com uma largura $b_2 = c_3 + d/2$ e a extremidade livre da sapata retangular, onde a maior pressão é apresentada por:

$$F_{Rb} = \int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2}^{b/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy = \frac{[P_2 b^2 + 3M_{y_2}(b + c_4)](b - c_4)}{2b^3} \quad (14)$$

Agora, o centro de gravidade " x_{cb} " é obtido por:

$$x_{cb} = \frac{\int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2}^{b/2} x \sigma_{P_2}(x, y) dx dy}{\int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2}^{b/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy} = \frac{P_2 b^2 (b + c_4) + 4M_{y_2} (b^2 + b c_4 + c_4^2)}{4[P_2 b^2 + 3M_{y_2} (b + c_4)]} \quad (15)$$

O momento em torno do eixo de "b-b" é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{b-b} = F_{Rb} (x_{cb} - c_4/2) \quad (16)$$

Substituindo a equação (14) e (15) na equação (16) se obtém:

$$M_{b-b} = \frac{[P_2 b^2 + 2M_{y_2} (2b + c_4)](b - c_4)^2}{8b^3} \quad (17)$$

2.3.1.3. Momentos em torno do eixo "c-c"

A força resultante " F_{Rc} " é o volume (bulbo) de pressão da área formada pelo eixo $c-c$ e os vértices 1 e 2, e esta se apresenta como se segue:

$$F_{Rc} = \int_{a/2-c_1}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy = \frac{[Ra^2 + 6M_{xT}(a - c_1)]c_1}{a^3} \quad (18)$$

O centro de gravidade " y_{cc} " do bulbo de pressão da área formada pelo eixo $c-c$ e os vértices 1 e 2 é obtido por:

$$y_{cc} = \frac{\int_{a/2-c_1}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} y\sigma(x, y) dx dy}{\int_{a/2-c_1}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy} = \frac{Ra^2(a - c_1) + 2M_{xT}(3a^2 - 6ac_1 + 4c_1^2)}{2Ra^2 + 12M_{xT}(a - c_1)} \quad (19)$$

O momento em torno do eixo " $c-c$ " é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{c-c} = F_{Rc} \left[y_{cc} - \left(\frac{a}{2} - c_1 \right) \right] - P_1 \left(\frac{c_1}{2} + \frac{M_{x1}}{P_1} \right) \quad (20)$$

Substituindo a equação (18) e (19) na equação (20) se obtém:

$$M_{c-c} = - \frac{(P_1 c_1 + 2M_{x1})a^3 - [Ra^2 + 2M_{xT}(3a - 2c_1)]c_1^2}{2a^3} \quad (21)$$

2.3.1.4. Momentos em torno do eixo "d-d"

Em primeiro lugar, deve-se localizar a posição do eixo $d-d$, que é onde o momento máximo está localizado. Quando a força cortante é zero, o momento é máximo, então a força cortante " $V_y = F_{Rd} - P_1$ " à uma distância " y_m " é apresentada como segue:

$$V_y = \int_{y_m}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy - P_1 = \frac{(R - 2P_1)a^3 + 3M_{xT}a^2 - 2Ra^2y_m - 12M_{xT}y_m^2}{2a^3} \quad (22)$$

A força cortante " V_y " é igual a zero e o valor de " y_m " é obtido por:

$$y_m = \frac{a \left[\sqrt{R^2 a^2 + 12M_{xT} a (R - 2P_1) + 36M_{xT}^2} - Ra \right]}{12M_{xT}} \quad (23)$$

O centro de gravidade " y_{cd} " do volume de pressão da área formada pelo eixo $d-d$ e os vértices 1 e 2 é obtido por:

$$y_{cd} = \frac{\int_{y_m}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} y\sigma(x, y) dx dy}{\int_{y_m}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy} = \frac{(Ra + 4M_{xT})a^3 - 4(Ra^2 + 8M_{xT}y_m)y_m^2}{4(Ra + 3M_{xT})a^2 - 8(Ra^2 + 6M_{xT}y_m)y_m} \quad (24)$$

O momento em torno do eixo " $d-d$ " é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{d-d} = F_{Rd}(y_{cd} - y_m) - P_1 \left(\frac{a}{2} - \frac{c_1}{2} + \frac{M_{x1}}{P_1} - y_m \right) \quad (25)$$

Substituindo a equação (22) e (24) na equação (25) se obtém:

$$M_{d-d} = - \frac{4[P_1(a - c_1 - 2y_m) + 2M_{x1}]a^3 - [Ra^2 + 4M_{xT}(a + y_m)](a - 2y_m)^2}{8a^3} \quad (26)$$

2.3.1.5. Momentos em torno do eixo " $e-e$ "

A força resultante " F_{Re} " é o volume (bulbo) de pressão da área formada pelo eixo $d-d$ os vértices 1 e 2, se apresenta como segue:

$$F_{Re} = \int_{-a/2+c_3}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy = \frac{[Ra^2 + 6M_{xT}c_3](a - c_3)}{a^3} \quad (27)$$

O centro de gravidade " y_{ce} " do bulbo de pressão da área formada pelo eixo $e-e$ e vértices 1 e 2 é obtido por:

$$y_{ce} = \frac{\int_{-a/2+c_3}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} y\sigma(x, y) dx dy}{\int_{-a/2+c_3}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy} = \frac{Ra^2c_3 + 2M_{xT}(a^2 - 2ac_3 + 4c_3^2)}{2Ra^2 + 12M_{xT}c_3} \quad (28)$$

O momento em torno do eixo " $e-e$ " se encontra por meio da seguinte equação:

$$M_{e-e} = F_{Re} \left[\left(\frac{a}{2} - c_3 \right) + y_{ce} \right] - P_1 \left(a - \frac{c_1}{2} - c_3 + \frac{M_{x1}}{P_1} \right) \quad (29)$$

Substituindo a equação (27) e (28) na equação (29) se obtém:

$$M_{e-e} = -\frac{[P_1(2a - c_1 - 2c_3) + 2M_{x1}]a^3 - [Ra^2 + 2M_{xT}(a + 2c_3)](a - c_3)^2}{2a^3} \quad (30)$$

2.3.1.6. Equação de momentos entre os dois pilares

Para se obter a equação de momentos entre os dois pilares é conhecido que a derivada do momento é a força cortante, portanto, apresenta-se como se segue:

$$V_y = \frac{dM_y}{dy} \quad (31)$$

onde: M_y é o momento a uma distância "y", V_y é a força cortante a uma distância "y".

A equação da força cortante é:

$$V_y = \frac{6M_{xT}y^2}{a^3} + \frac{Ry}{a} + \frac{(2P_1 - R)a - 3M_{xT}}{2a} \quad (32)$$

Substituindo a equação (32) na equação (31) e desenvolvendo a integral se obtém:

$$M_y = \frac{2M_{xT}y^3}{a^3} + \frac{Ry^2}{2a} + \frac{[(2P_1 - R)a - 3M_{xT}]y}{2a} + C \quad (33)$$

Agora, para avaliar a constante de integração "C" se substitui $y = a/2 - c_1$ e M_{c-c} que é mostrado na equação (21), o valor da constante é mostrado como se segue:

$$C = \frac{Ra - 4P_1(a - c_1) - 8M_{x1} + 4M_{xT}}{8} \quad (34)$$

Substituindo a equação (34) na equação (33), a equação momento é obtida por:

$$M_y = \frac{2M_{xT}y^3}{a^3} + \frac{Ry^2}{2a} + \frac{[(2P_1 - R)a - 3M_{xT}]y}{2a} + \frac{Ra - 4P_1(a - c_1) - 8M_{x1} + 4M_{xT}}{8} \quad (35)$$

2.3.2. Força cortante unidirecional (cortante por flexão)

A seção crítica para a força cortante unidirecional é obtida a uma distância "d" a partir da face do pilar, como se mostra na Figura 6, onde são apresentadas nas seções f-f, g-g, h-h e i-i.

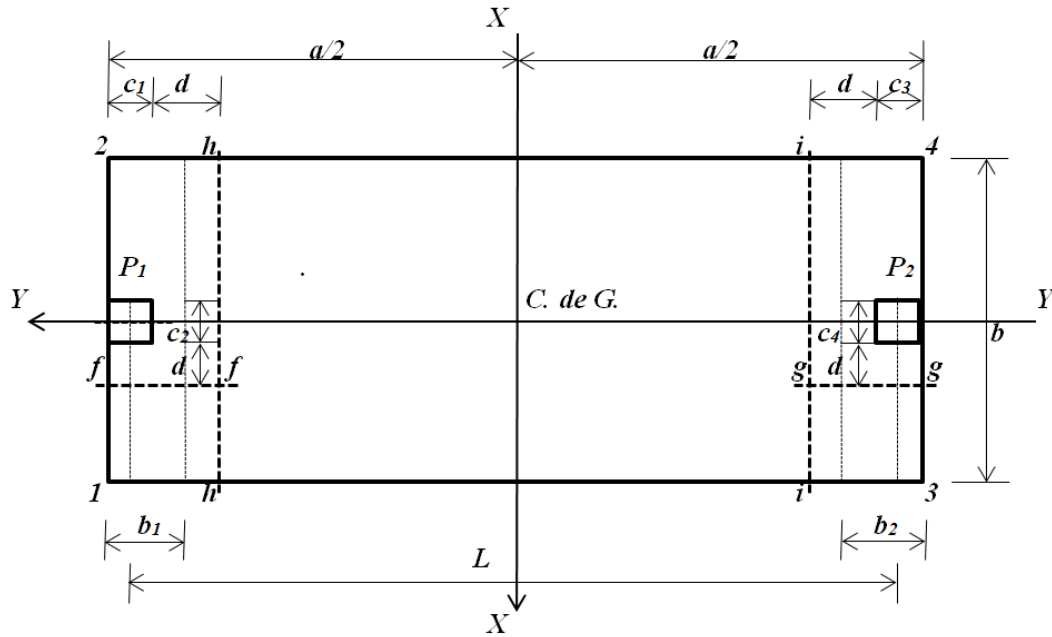


Figura 6. As seções críticas para as forças cortantes unidirecionais

2.3.2.1. Força cortante no eixo "f-f"

A força cortante por flexão " V_{ff-f} " atuando no eixo $f-f$ da sapata é obtida através do volume de pressão da área formada pelo eixo $f-f$ com uma largura " $b_1 = c_1 + d/2$ " e a extremidade livre da sapata retangular, onde a maior pressão é apresentada por:

$$V_{ff-f} = \int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2+d}^{b/2} \sigma_{P_1}(x, y) dx dy = \frac{[P_1 b^2 + 3M_{y1}(b + c_2 + 2d)](b - c_2 - 2d)}{2b^3} \quad (36)$$

2.3.2.2. Força cortante no eixo "g-g"

A força cortante por flexão " V_{fg-g} " que atua no eixo $g-g$ da sapata se encontra através do volume de pressão da área formada pelo eixo $g-g$ com uma largura " $b_2 = c_3 + d/2$ " e a extremidade livre da sapata retangular, onde a maior pressão é apresentada por:

$$V_{fg-g} = \int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2+d}^{b/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy = \frac{[P_2 b^2 + 3M_{y2}(b + c_4 + 2d)](b - c_4 - 2d)}{2b^3} \quad (37)$$

2.3.2.3. Força cortante no eixo "h-h"

A força cortante por flexão " V_{fh-h} " que atua sobre o eixo $h-h$ da sapata é a força " P_1 " que atua no pilar 1 menos o volume (bulbo) de pressão da área formada pelo eixo $h-h$ e vértices 1 e 2 da sapata e se apresenta como se segue:

$$V_{fh-h} = P_1 - \int_{a/2-c_1-d}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy = \frac{P_1 a^3 - [Ra^2 + 6M_{xT}(a - c_1 - d)](c_1 + d)}{a^3} \quad (38)$$

2.3.2.4. Força cortante no eixo "i-i"

A força cortante por flexão " V_{fi-i} " que atua no eixo $i-i$ da sapata é a força " P_1 " que atua no pilar 1 menos o volume de pressão da área formada pelo eixo $i-i$ e os vértices 1 e 2 da sapata e se apresenta como se segue:

$$V_{fi-i} = P_1 - \int_{-a/2+c_3+d}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy = \frac{P_1 a^3 - [Ra^2 + 6M_{xT}(c_3 + d)](a - c_3 - d)}{a^3} \quad (39)$$

2.3.3. Força cortante bidirecional (punção)

A seção crítica para a força cortante bidirecional aparece a uma distância " $d/2$ " a partir da face do pilar em ambas as direções, como se mostra na Figura 7.

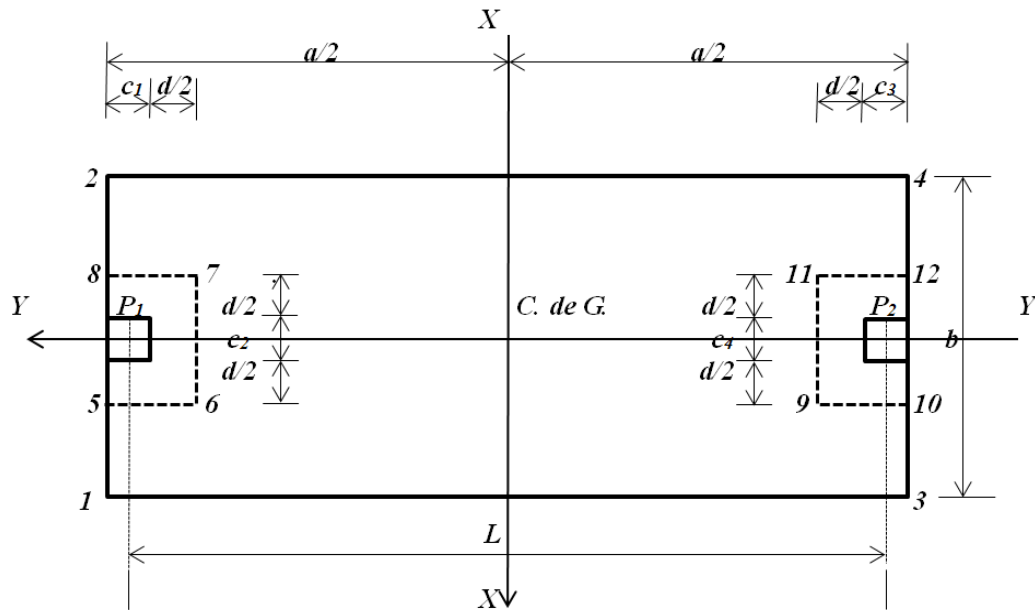


Figura 7. Seções críticas para as forças cortantes bidirecionais

2.3.3.1. Punção para o pilar 1

A punção da coluna 1 " V_{p1} " que atua sobre a sapata é a força " P_1 " a menos a área retangular formada pelos pontos 5, 6, 7 e 8, mostrado como se segue:

$$V_{p1} = P_1 - \int_{\frac{a}{2}-c_1-\frac{d}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{c_2-d}{2}}^{\frac{c_2+d}{2}} \sigma(x,y) dx dy = \frac{P_1 a^3 b - [Ra^2 + 6M_{xT}(a - c_1 - d/2)](c_2 + d)(c_1 + d/2)}{a^3 b} \quad (40)$$

2.3.3.2. Punção para o pilar 2

A punção do pilar 2 " V_{p2} " que atua na sapata é a força " P_2 ", a menos a área retangular formada pelos pontos 9, 10, 11 e 12, conforme é mostrado a seguir:

$$V_{p2} = P_2 - \int_{-a/2}^{-a/2+c_3+d/2} \int_{-c_4/2-d/2}^{c_4/2+d/2} \sigma(x,y) dx dy$$

$$= \frac{P_2 a^3 b - [Ra^2 - 6M_{xT}(a - c_3 - d/2)](c_4 + d)(c_3 + d/2)}{a^3 b} \quad (41)$$

3. EXEMPLO NUMÉRICO

O projeto de uma sapata combinada retangular de divisa, com dois lados opostos restringidos, que apoia dois pilares quadrados é apresentado na Figura 2, com as seguintes informações básicas: Pilar 1 = 40x40 cm; Pilar 2 = 40x40 cm; L = 5.60 m; H = 2.0 m; $P_{D1} = 600$ kN; $P_{L1} = 400$ kN; $M_{Dx1} = 140$ kN-m; $M_{Lx1} = 100$ kN-m; $M_{Dy1} = 120$ kN-m; $M_{Ly1} = 80$ kN-m; $P_{D2} = 500$ kN; $P_{L2} = 300$ kN; $M_{Dx2} = 120$ kN-m; $M_{Lx2} = 100$ kN-m; $M_{Dy2} = 110$ kN-m; $M_{Ly2} = 90$ kN-m; $f'_c = 21$ MPa; $f_y = 420$ MPa; $q_a = 220$ kN/m²; $\gamma_{ppz} = 24$ kN/m³; $\gamma_{pps} = 15$ kN/m³.

Onde: H é a altura da sapata, P_D é o peso próprio, P_L é a sobrecarga, M_{Dx} é o momento em torno do eixo "X-X" do peso próprio, M_{Lx} é o momento em torno do eixo "X-X" da sobrecarga, M_{Dy} é o momento em torno do eixo "Y-Y" do peso próprio, M_{Ly} é o momento em torno do eixo "Y-Y" da sobrecarga.

O projeto é realizado usando o critério da resistência última, e obtido pelo procedimento empregado por Luévanos-Rojas (2014b).

Passo 1: As cargas e momentos que atuam no solo são: $P_1 = 1000$ kN; $M_{x1} = 240$ kN-m; $M_{y1} = 200$ kN-m; $P_2 = 800$ kN; $M_{x2} = 220$ kN-m; $M_{y2} = 200$ kN-m; $R = 1,800$ kN; $M_{yT} = 400$ kN-m; $M_{xT} = 1,020$ kN-m.

Passo 2: A capacidade de carga disponível no solo: é proposta a espessura "t" da sapata, a primeira proposta é a espessura mínima de 25 cm, de acordo com as normas do ACI, posteriormente, a espessura é revisada para atender as condições: momentos, cortante por flexão punção. Se estas condições não forem atendidas, uma maior espessura é proposta, até que as três condições acima sejam atendidas. A espessura da sapata que satisfaz as três condições acima referidas é de 85 cm. Utilizando a equação (6) se obtém a capacidade disponível do solo " σ_{adm} ", que é 182,35 kN/m².

Passo 3: O valor de "a" da equação (2) se obtém: a = 6,00 m. O valor de "b" com a equação (4) é: b = 3,08 m, e pela equação (5) se obtém: b = 3,25 m. Por conseguinte, as dimensões da sapata são: a = 6,00 e b = m 3,30 m.

Passo 4: Os elementos mecânicos (P, Mx, My) que atuam sobre a sapata são: $P_{u1} = 1360$ kN; $M_{ux1} = 328$ kN-m; $M_{uy1} = 272$ kN-m; $P_{u2} = 1,080$ kN; $M_{ux2} = 304$ kN-m; $M_{uy2} = 276$ kN-m; $R = 2440$ kN; $M_{uyT} = 548$ kN-m; $M_{uxT} = 1416$ kN-m.

Passo 5: Os momentos que atuam na sapata. Os momentos em torno dos eixos paralelos ao eixo Y-Y são: $M_{a-a} = 544,64$ kN-m; $M_{b-b} = 457,08$ kN-m. Os momentos em torno do eixo paralelo ao eixo X-X são: $M_{c-c} = -549,43$ kN-m; $M_{d-d} = -1652,53$ kN-m; $M_{e-e} = +102,49$ kN-m.

Passo 6: A profundidade efetiva (curvatura efetiva). A curvatura efetiva para o momento máximo dos eixos paralelos ao eixo Y-Y é: d = 37,61 cm. A curvatura efetiva para o momento máximo dos eixos paralelos ao eixo X-X é: d = 31,95 cm. A profundidade efetiva após a realização de diferentes propostas é: d = 77,00 cm, r = 8,00 cm, t = 85,00 cm.

Passo 7: A força cortante por flexão (força cortante unidirecional). As forças cortantes sobre eixos paralelos ao eixo Y-Y, a força cortante por flexão permitida é: $\emptyset_v V_{cf} = 400,26$ kN; as forças cortantes por flexão atuantes são: $V_{ff-f} = 361,15$ kN; $V_{fg-g} = 304,64$ kN. Portanto, atendidas. As forças cortantes nos eixos paralelos ao eixo X-X, a força cortante por flexão permitida é: $\emptyset_v V_{cf} =$

1682,60 kN; as forças cortantes por flexão atuantes são: $V_{fh-h} = 1176,23 \text{ kN}$; $V_{fg-g} = - 826,48 \text{ kN}$. Portanto, atendidas.

Passo 8: A punção (força cortante bidirecional). A punção permitida é: $\emptyset V_{cp} = 4191,22 \text{ kN}$; $\emptyset V_{cp} = 7114,75 \text{ kN}$; $\emptyset V_{cp} = 2711,96 \text{ kN}$. A punção atuante: para o pilar 1 é: $V_{cp1} = 1189,73 \text{ kN}$. Para o pilar 2 é: $V_{cp2} = 1023,91 \text{ kN}$. Portanto, atendidas.

Passo 9: A armadura.. $w = 0,0425$.

a) A armadura longitudinal (armadura na direção do eixo "Y").

❖ A armadura superior: $A_{sp} = 58,35 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 8462 \text{ cm}^2$. Portanto, propõe-se armadura mínima para flexão " A_{smin} ". Utilizar 17 barras de 1"(2,54cm) de diâmetro.

❖ A armadura inferior: $A_{sp} = 3,53 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 8462 \text{ cm}^2$. Portanto propõe-se armadura mínima para flexão " A_{smin} ". Utilização 17 barras de 1"(2,54cm) de diâmetro.

b) A armadura transversal (armadura no sentido do eixo "X"):

❖ Armadura inferior: Sob o pilar 1: $A_{sp} = 19,45 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 20,13 \text{ cm}^2$. Portanto, propõe-se armadura mínima para flexão " A_{smin} ". Utilizar 8 barras de 3/4"(1,91cm) de diâmetro. Sob o pilar 2: $A_{sp} = 16,22 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 20,13 \text{ cm}^2$. Portanto, propõe-se armadura mínima para flexão " A_{smin} ". Utilizar 8 barras de 3/4"(1,91 cm) de diâmetro.

❖ Armadura na parte excedente dos pilares: é proposta armadura para temperatura: $A_{st} = 0.0018 b_{wt} = 67,78 \text{ cm}^2$. Utilizar 24 barras de 3/4"(1,91 cm) de diâmetro.

❖ Armadura superior: é proposta armadura para temperatura: $A_{st} = 0.0018 b_{wt} = 91,80 \text{ cm}^2$. Utilizar 33 barras de 3/4"(1,91 cm) de diâmetro.

Passo 10. O comprimento das barras corrugadas:

a) Armadura superior

onde: $\psi_t = 1,3$, uma vez que tem mais de 30 cm de concreto fresco sob a armadura, $\psi_e = \lambda = 1$.

$$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{(420)(1.3)(1)}{1.7(1)\sqrt{21}} (2.54) = 178.02 \text{ cm}$$

$$y_m = 0.5019 \text{ m}$$

O comprimento disponível na direção longitudinal da sapata é: $300-50,19-8 = 241,81 \text{ cm}$.

Em seguida, o comprimento de desenvolvimento é menor que o comprimento disponível. Por isso, não demanda nenhum gancho.

b) Armadura inferior

onde: $\psi_t = 1$, $\psi_e = \lambda = 1$.

$$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{(420)(1)(1)}{2.1(1)\sqrt{21}} (1.91) = 83.36 \text{ cm}$$

O comprimento disponível na direção longitudinal da sapata é: $330/2 - 40/2 - 8 = 137 \text{ cm}$.

Então, o comprimento de desenvolvimento é menor que o comprimento disponível. Por isso, não demanda nenhum gancho.

As dimensões e a armadura da sapata retangular combinada de divisa com dois lados opostos restringidos são apresentadas na Figura 8.

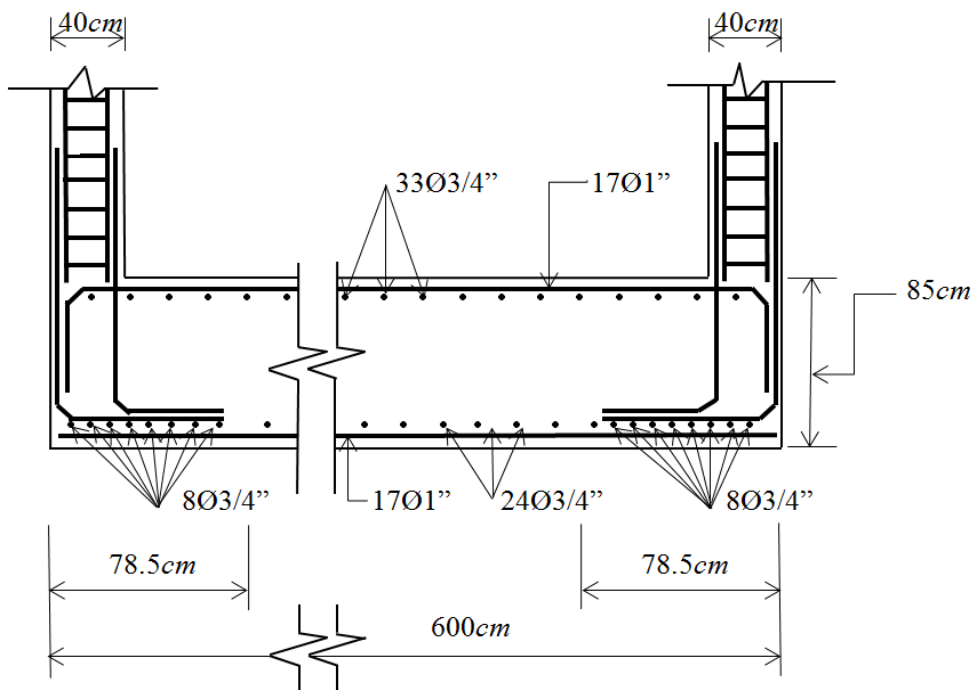


Figura 8. Desenho final da sapata, de divisa, combinada retangular

4. CONCLUSÕES

O modelo apresentado neste documento aplica-se apenas para o projeto de sapatas retangulares combinadas de divisa com dois lados opostos restringidos apoiando dois pilares. Supõe-se que o solo debaixo da sapata é um material elástico e homogêneo, e a sapata é rígida, que cumpre com a expressão da flexão bidirecional, isto é, a variação de pressão é linear.

As equações propostas oferecem diretamente as dimensões em planta da fundação, garantindo que a pressão admissível no terreno não seja excedida. Por outro lado, os elementos mecânicos de momentos, força cortante por flexão (força cortante unidirecional) e punção (força cortante bidirecional), também podem ser diferentes dos obtidos com uma pressão do solo constante. Neste trabalho, foram propostas também expressões para se obter estes elementos de projeto sistematicamente.

O modelo proposto apresentado neste artigo pode ser aplicado para os três tipos de sapatas associadas retangulares de divisa com dois lados opostos restringidos em termos das cargas aplicadas a cada pilar: 1) carga axial concêntrica, 2) carga axial e momento em uma direção (flexão unidirecional), 3) carga axial e momento em duas direções (flexão bidirecional).

Sugestões para pesquisas futuras: 1) Quando as sapatas associadas retangulares de divisa com dois lados opostos restringidos apoiam mais de dois pilares; 2) Quando um outro tipo de solo é apresentado, por exemplo, em solos totalmente coesivos (solos argilosos) e os solos granulares (solos arenosos), o diagrama de pressão não é linear e tem de ser tratado de modo diferente (Figura 1); 3) Quando o caso em que nem toda a base da fundação gerar compressões no solo, apenas trabalhando parcialmente sua superfície de contato, o que é permitido em algumas hipóteses de cargas pouco frequentes, especialmente em bases de equipamentos industriais, cuja solução é iterativa (Bowles, 1970).

5. REFERÊNCIAS

- ACI (2013), “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”, (New York, USA: American Concrete Institute, Committee 318).
- Bowles, J. E. (1970), “*Engineering properties of soils and their measurement*”, (New York, USA: McGraw-Hill).
- Bowles, J. E. (1996), “*Foundation analysis and design*”, (New York, USA: McGraw-Hill).
- Calavera-Ruiz, J. (2000), “*Cálculo de estructuras de cimentación*”, (Distrito Federal, México: Intemac ediciones).
- Das, B. M., Sordo-Zabay, E., Arrijoja-Juárez, R. (2006), “*Principios de Ingeniería de Cimentaciones*”, (Distrito Federal, México: Cengage Learning Latín América).
- Gere, J. M., Goodo, B. J. (2009), “*Mecánica de materiales*”, (Distrito Federal, México: Cengage Learning).
- González-Cuevas, O. M., Robles-Fernández-Villegas, F. (2005), “*Aspectos fundamentales del concreto reforzado*”, (Distrito Federal, México: Limusa).
- Kurian, N. P. (2005), “*Design of foundation systems*”, (New Delhi, India: Alpha Science Int'l Ltd.).
- Luévanos-Rojas, A., Faudoa-Herrera, J. G., Andrade-Vallejo, R. A., Cano-Alvarez, M. A. (2013), “*Design of isolated footing of rectangular form using a new model*”, *International Journal of Innovative Computing, Information and Control*, Vol. 9, No. 10, pp. 4001-4022.
- Luévanos-Rojas, A. (2014a), “*Design of isolated footing of circular form using a new model*”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 52, No. 4, pp. 767-786.
- Luévanos-Rojas, A. (2014b), “*Design of boundary combined footing of rectangular shape using a new model*”, *Dyna-Colombia*, Vol. 81, No. 188, pp. 199-208.
- McCormac, J. C. Brown, R. H. (2013), “*Design of reinforced concrete*”, (New York, USA: John Wiley & Sons).
- Nilson A. H. (1999), “*Diseño de estructuras de concreto*”, (Distrito Federal, México: McGraw-Hill).
- Punmia, B. C., Kumar-Jain, A., Kumar-Jain, A. (2007), “*Limit state design of reinforced concrete*”, (New Delhi, India: Laxmi Publications (P) Limited).
- Tomlinson, M. J. (2008), “*Cimentaciones, diseño y construcción*”, (Distrito Federal, México: Trillas).
- Varghese, P. C. (2009), “*Design of reinforced concrete foundations*”, (New Delhi, India: PHI Learning Pvt. Ltd.).



Análise experimental de distintas configurações de chapa metálica no reforço à flexão em vigas de concreto armado

C. C. Deghenhard¹, T. Teixeira¹, A. Vargas¹, M. Vito¹, Â. C. Piccinini¹, B. Do Vale Silva¹

¹ Departamento de Engenharia Civil; Laboratório Experimental de Estruturas (LEE); Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC) - Criciúma/SC; Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.138>

Artículo recibido el 30 de noviembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de febrero de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 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.revistaalconpat.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 última modificación: 30 de mayo 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 reforço estrutural externo com chapa metálica colada com adesivo epóxi é uma opção que possibilita aumentar a capacidade de carga em elementos de concreto armado. Este trabalho avaliou experimentalmente vigas de concreto armado com reforço de chapas de aço SAE 1020 de diferentes espessuras (0,75; 1,50 e 2,25 mm), comprimentos (80 e 150 cm) e configurações (perfil U ou simplesmente plana) com intuito de revisar e comparar as melhores práticas de reforço estrutural com chapa colada. Foram fabricadas 21 vigas com seções transversais de 12x20 cm e comprimento de 200 cm, utilizando concreto C25 e armadura de flexão com 2 Ø10 mm. As vigas foram submetidas a ensaios de flexão em 4 pontos, o que permitiu analisar as cargas últimas e deslocamentos verticais. Como resultado, apresenta-se um comparativo de desempenho das vigas.

Palavras-chave: Reforço estrutural; chapa de aço colada; vigas de concreto armado.

ABSTRACT

The external structural reinforcing steel, in the way of steel sheets attached with epoxy adhesive, is an option to increase the load capacity of reinforced concrete elements. This study evaluated concrete beams reinforced with steel sheets SAE 1020 of different thicknesses (0.75, 1.50, and 2.25 mm), lengths (80 and 150 cm), and configurations (U-shape or flat) with the purpose of reviewing and comparing the best practices with sheets adhered to the structural reinforcement. Twenty-one beams were built with a cross-section of 12 x 20 cm and a longitude of 200 cm, with C25 concrete, and flexion frame with 2 Ø10 mm. The beams were subject to a four-point flexural test, which allowed analyzing the optimal loads and vertical displacements. Thus, a comparison relative to the performance of the beams is presented.

Keywords: structural reinforcement; cast steel plates; reinforced concrete beams.

RESUMEN

El acero de refuerzo estructural externo, a través de chapas de acero pegadas con adhesivo epóxico, es una opción para incrementar la capacidad de carga de elementos de concreto reforzado. En este estudio se evaluaron vigas de concreto reforzadas con chapas de acero SAE 1020 de diferentes espesores (0.75, 1.50 y 2.25 mm), longitudes (80 and 150 cm) y configuración (en forma de U o plana) con el propósito de revisar y comparar las mejores prácticas con chapas pegadas al refuerzo estructural. Se elaboraron 21 vigas construidas con una sección trasversal de 12 x 20 cm y una longitud de 200 cm, con concreto C25 y armadura de flexión con 2 Ø10 mm. Las vigas fueron sometidas a ensayos de flexión en 4 puntos, lo que permitió analizar las cargas últimas y desplazamientos verticales. Como resultado, se presenta una comparación relativa al desempeño de las vigas.

Palabras clave: refuerzo estructural; placas de acero coladas, vigas de concreto reforzado.

Autor de contato: Bruno do Vale Silva (dovalesilva@unesc.net)

1. INTRODUÇÃO

A condição para os serviços de recuperação e reforços das estruturas de concreto depende da análise precisa das causas que os tornam necessários e do estudo detalhado dos efeitos produzidos. Para garantir a estabilidade das construções, em alguns casos, há necessidade de reabilitação ou reforço estrutural (Silva Filho e Helene, 2011; Jumaat e Alam, 2008). Definido esse ponto, passa-se então à escolha da técnica adequada, que inclui a cuidadosa seleção dos materiais e equipamentos a serem empregados e a mão de obra necessária para a execução do serviço. O reforço caracteriza-se como uma atividade específica para os casos em que se deseja aumentar a resistência e/ou rigidez de uma estrutura. (Helene, 2000; Alfaiate e Costa, 2004; Tisot, 2010).

O reforço por adição externa de chapas metálicas coladas é caracterizado pela união da superfície de concreto à chapas de aço através de uma resina com alta capacidade de adesão e resistência mecânica. É uma opção para reforço de elementos de concreto, de rápida e simples execução, recomendada principalmente quando é necessário reforçar a estrutura em um tempo curto, ou quando não é possível fazer grandes alterações na geometria da peça (Campagnolo et al., 1994; Santos, 2008; Aykac et al., 2013). No final do processo tem-se um elemento estrutural composto por concreto-resina-aço, o que possibilita à estrutura uma resistência maior aos esforços solicitantes. Como consequência tem-se um elemento mais rígido que deforma pouco antes de iniciar o colapso. É de fundamental importância que a resina utilizada para fazer a colagem concreto-aço seja de qualidade comprovada e a superfície do concreto e do aço sejam devidamente preparadas (Cánovas, 1998; Cánovas, 1985). A colagem das chapas metálicas é feita com resinas de epóxi porque apresentam adequado módulo de rigidez, excelentes propriedades adesivas com o concreto e o aço e baixa retração durante o processo de cura, garantindo a integridade da superfície de ligação (Melo Júnior, 1997; Patiño, 2005; Simões, 2007).

A aderência entre concreto-resina-aço é primordial para o bom funcionamento do reforço, pois proporciona a transferência de esforços entre os elementos. Estudos realizados mostram variadas soluções para prevenir tipos de ruptura por falha de aderência e destacamento da chapa, exemplo: aumento na relação largura/espessura da chapa; término das chapas nas proximidades dos apoios; utilização de chumbadores e outros dispositivos para ancoragem das chapas (Oehlers, 1990; Hussain, 1995; Ali, 2005; Simões, 2007; Narayanamurthy, 2012). Outro fator importante para melhorar a durabilidade do reforço é realizar um tratamento com pintura anticorrosiva nas superfícies externas da chapa que não ficaram em contato com a resina epóxi. (Souza e Ripper, 1988). Dentro desse contexto, a escolha de configurações e técnicas adequadas são de fundamental importância para o bom desempenho mecânico do reforço estrutural (Perelles et al, 2013), além de proporcionar uma melhor relação custo/benefício no processo de reabilitação da estrutura.

O presente estudo tem como objetivo avaliar experimentalmente a capacidade portante de vigas de concreto armado com diferentes configurações de reforço metálico com chapas de aço SAE 1020: i) diferentes espessuras (0,75 mm, 1,50 mm e 2,25 mm), (ii) comprimentos (80 cm e 150 cm) e (iii) perfil U ou simplesmente plana. O intuito final é de revisar e comparar as melhores práticas de reforço estrutural com chapa colada.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Foram moldadas 21 vigas com seções transversais de 12x20 cm e comprimento de 200 cm, concreto com resistência média à compressão de 25 MPa aos 28 dias e para a armadura de flexão foi utilizado aço CA-50 com $2 \times \varnothing = 10$ mm (domínio 3 - $x/d = 0,2893$). Os estribos empregados possuíam $\varnothing = 5$ mm e espaçamento de 10 cm. A Figura 1 mostra o detalhamento empregado nas vigas.

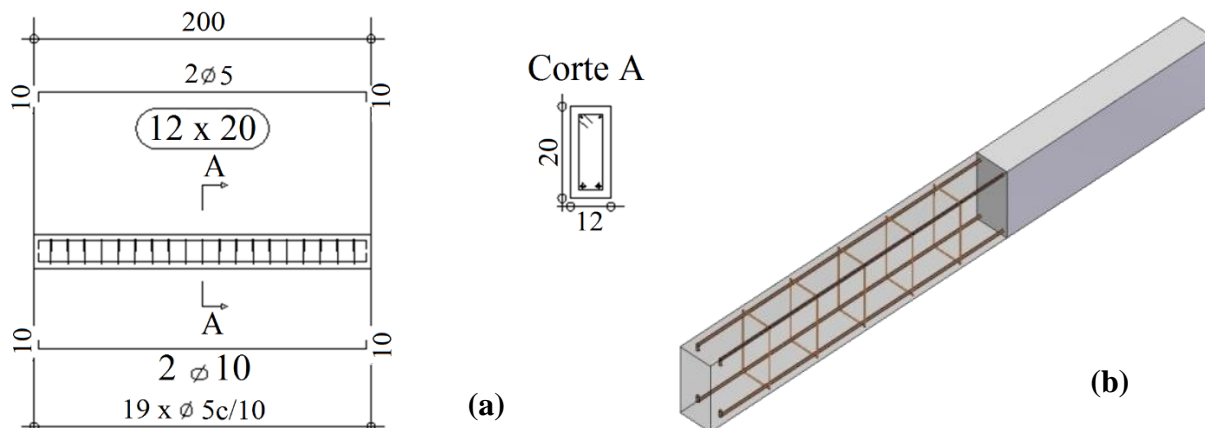


Figura 1. Detalhamento das armaduras nas vigas - (a) Detalhamento longitudinal; (b) Perspectiva da armação.

As vigas foram concretadas com auxílio de vibradores de imersão, sendo utilizados espaçadores plásticos com 2,5 cm para garantir o cobrimento da armadura. A Figura 2 mostra a sequência da fabricação das vigas.



Figura 2. Fabricação das vigas de concreto armado - (a) Formas com armação prontas para concretagem; (b) Concretagem e adensamento com vibradores de imersão; (c) Nivelamento do concreto nas formas.

O processo de desforma das vigas foi aos 7 dias. Aos 28 dias as vigas foram submetidas a ensaios de flexão em 4 pontos, o que permitiu analisar as cargas últimas e deslocamentos verticais. Para o controle da resistência à compressão do concreto foram moldados 12 corpos de prova (cps) cilíndricos ($\varnothing 10 \times 20$ cm) para serem rompidos aos 7 e 28 dias (3 cps por idade/ 2 concretagens) e para verificar a trabalhabilidade do concreto foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone (*slump-test*). As vigas foram divididas em 7 grupos com 3 amostras cada, conforme mostra a Tabela 1. As vigas dos grupos A, B, C e D foram fabricadas na mesma concretagem e as vigas do grupos E, F e G em outra betonada. As vigas dos grupos A e E foram adotadas como referência para cada betonada. A partir do resultado mais satisfatório entre as espessuras de chapa dos grupos B, C e D foram preparadas as vigas dos grupos E, F e G.

Tabela 1. Divisão dos grupos das vigas de concreto armado.

Vigas de referência sem reforço.	Vigas com chapas retas com espessuras diferentes.	Vigas com chapas perfil U com comprimentos diferentes.
Grupo A	Grupo B (0,75 mm)	Grupo F (150 cm)
Grupo E	Grupo C (1,50 mm)	Grupo G (80 cm)
-	Grupo D (2,25 mm)	-

2.1 Aplicação do reforço - 1ª etapa: chapas retas com espessuras diferentes.

Para efetuar o reforço estrutural foram utilizadas chapas de aço SAE 1020 com largura de 12 cm e comprimento de 150 cm. O adesivo estrutural utilizado foi o EP, um bicomponente a base de epóxi da marca Bautech®, com características de alta adesividade, resistência química e mecânica, material pré-dosado, impermeável a água e óleo, além de dureza inicial em 12 horas e cura total em 7 dias. A aplicação do adesivo estrutural epóxi nas vigas seguiu as recomendações do fornecedor, iniciando pelo preparo do substrato, em que a superfície de aplicação foi isenta de pó, desmoldantes ou qualquer substância que atrapalhasse na adesão, sendo esse procedimento realizado com auxílio de uma escova de aço. O preparo do adesivo estrutural epóxi ocorreu pela homogeneização dos componentes separadamente de forma manual. Após, adicionou-se o componente B (endurecedor) sobre o componente A (resina), misturando-os por 5 minutos. A aplicação do adesivo estrutural epóxi foi realizado com auxílio de uma espátula sobre toda superfície a ser colada, com espessura mínima de 2 mm e rendimento de aproximadamente 0,7 kg/m².

Antes da aplicação do adesivo, foram feitas ranhuras por intermédio de uma lixadeira elétrica nas chapas de aço, objetivando melhorar as condições de aderência junto à superfície do concreto. Após a fixação das chapas, as mesmas foram submetidas a uma rápida pressão uniforme, para que o excesso de resina eventualmente existente fosse expulso. Essa pressão foi exercida através de um martelo de borracha. Posteriormente, blocos de concreto foram posicionados nas extremidades e na região central das chapas, sistema este mantido por 7 dias e encoberto por lona plástica. A aplicação do adesivo estrutural epóxi nas vigas principais foi realizada aos 21 dias, e o ensaio instrumentado de flexão aos 28 dias da concretagem. As etapas do preparo do substrato, do adesivo estrutural epóxi, bem como a aplicação das chapas de aço nas vigas podem ser visualizadas na Figura 3.



Figura 3. (a) Preparo das chapas; (b) Aplicação do adesivo estrutural epóxi; (c) Fixação e escoramento das chapas.

2.2. Aplicação do reforço - 2ª etapa: perfil de aço "U" com mesma espessura.

A partir dos resultados obtidos com os ensaios dos grupos B, C e D, as vigas dos grupos F e G foram preparadas e reforçadas com perfil de aço SAE 1020 com 12 cm de base, abas com altura de 15 cm e espessura de 0,75 mm (formato perfil "U"), sendo que o grupo F apresentava 150 cm de comprimento e o grupo G apresentava 80 cm de comprimento. A diferença no comprimento das

chapas foi proposital para avaliar a área de maior concentração de esforços, que se encontra justamente nos pontos de aplicação da carga, ou seja, no terço central da viga.

O adesivo utilizado foi o mesmo descrito no item 2.1. A aplicação pode ser acompanhada na Figura 4, e foi efetuada conforme especificações do fabricante, para os dois comprimentos do perfil: (i) execução de ranhuras na superfície de aço para uma melhor aderência entre o perfil e a superfície de concreto; (ii) superfície de concreto limpa e isenta de pó, graxa, óleo, desmoldantes ou qualquer substância que possa afetar a adesão, efetuada com auxílio de uma escova de aço; (iii) mistura dos componentes A (resina) e B (endurecedor), feita durante 5 minutos; (iv) aplicação do adesivo epóxi nas vigas com espessura mínima de 2 mm; (v) colocação de grampos (sargentos) para que o perfil de aço ficasse pressionado e o mais justo possível junto à viga, favorecendo assim a aderência do perfil ao concreto. Este sistema foi mantido por 7 dias.

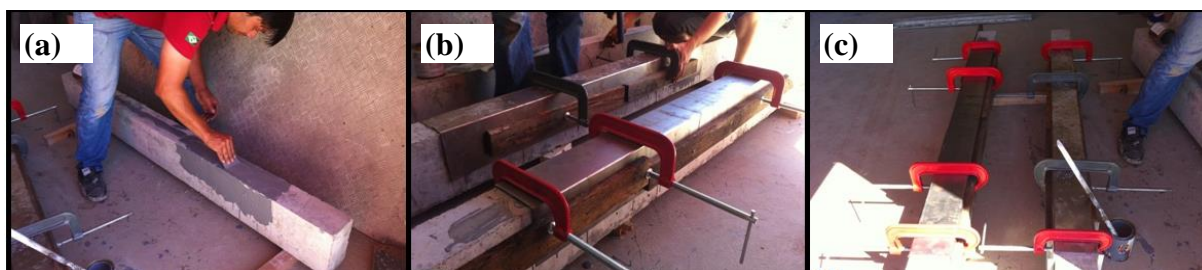


Figura 4. (a) Aplicação do adesivo epóxi para ancoragem dos perfis de aço; (b) Colocação de grampos; (c) Sistema de fixação final das chapas.

2.3. Ensaio de flexão em 4 pontos.

Conforme pode ser observado na Figura 5, as vigas estão posicionadas sob um pórtico metálico, onde a carga foi aplicada por meio de um cilindro hidráulico, com capacidade de 500 kN, transferidos para os terços médios da viga através de perfil metálico, apoiado sobre 2 roletes. Os valores de incremento de carga ao longo do ensaio foram obtidos a partir de uma célula de carga posicionada na base do cilindro. Os deslocamentos no vão central da viga foram medidos a partir de 2 transdutores indutivos de deslocamento (LVDTs) com capacidade de leitura de 100 mm, os quais foram posicionados em lados opostos no vão central da viga com intuito de se obter a média dos valores para uma melhor consideração do deslocamento central da viga. Para aquisição dos dados foi utilizado o sistema Quantum X® que utiliza o software Catman Easy®, ambos da marca HBM.

As verificações foram feitas para analisar o comportamento de cada grupo em diferentes instantes de aplicação de carga: (i) no deslocamento máximo ($L/250$), permitido pela norma ABNT NBR 6118:2014; (ii) na carga de ruptura; (iii) destacamento da chapa e modo de ruptura.

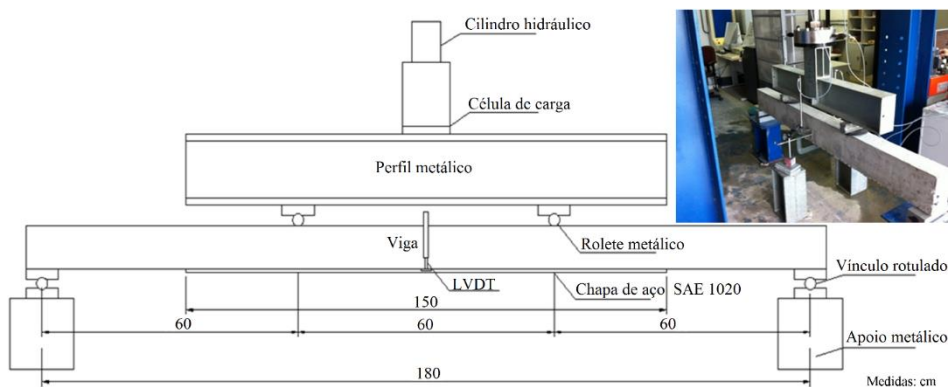


Figura 5. Desenho esquemático e foto do ensaio de flexão em quatro pontos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O resultado do abatimento de tronco de cone foi de 11,0 cm para betonada dos grupos A, B, C e D e 10,0 cm para betonada dos grupos E, F, G. Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão axial, de acordo com a ABNT 5739:2007, estão indicados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados de resistência à compressão dos corpos de provas de cada grupo de vigas.

Grupos	Idade (dias)	Corpos de prova	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão
A, B, C e D	7	1	21,5	21,2	2,0
		2	23,0		
		3	19,1		
	28	4	24,1	25,2	1,3
		5	26,5		
		6	25,0		
E, F e G	7	7	18,1	21,4	3,0
		8	24,0		
		9	22,0		
	28	10	30,0	29,7	1,8
		11	27,8		
		12	31,3		

3.1 Resultados - 1ª etapa: chapas retas com espessuras diferentes.

Ao aplicar a carga até atingir o deslocamento máximo estabelecido pela norma ABNT NBR 6118:2014, verificou-se que os grupos apresentaram disparidades nos valores de resistência conforme apresentados na Tabela 3. O grupo A é a referência para a análise e interpretação dos resultados em geral por se tratar de vigas sem reforço. Dessa forma, os grupos B, C e D atingiram cargas médias maiores para o deslocamento máximo admissível (7,20 mm), sendo 36% superior do grupo B em relação ao grupo A. Do mesmo modo, o grupo C apresentou um acréscimo de 30% e por fim o grupo D atingiu um carregamento de 26% maior para o deslocamento determinado.

Tabela 3. Resultados do carregamento no deslocamento máximo permitido por norma (L/250).

Grupo	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
A	A1	38,6	7,2
	A2	42,8	7,2
	A3	42,6	7,2
	Média	41,4	-
	Desvio padrão	2,4	-
B	B1	58,1	7,2
	B2	56,9	7,2
	B3	53,3	7,2
	Média	56,1	-
	Desvio padrão	2,5	-
C	C1	54,1	7,2
	C2	53,4	7,2
	C3	-	7,2

	Média	53,8	-
	Desvio padrão	0,5	-
D	D1	-	7,2
	D2	51,2	7,2
	D3	53,2	7,2
	Média	52,2	-
	Desvio padrão	1,4	-

O maior acréscimo de cargas foi de 36%, inferior ao máximo de 50% recomendado por Souza e Ripper (1998). O carregamento crescente e os deslocamentos atingidos na ruptura estão dispostos na Tabela 4. Nesta etapa, o comportamento dos percentuais que justificam o aumento da capacidade portante entre os grupos foram semelhantes ao deslocamento máximo permitido por norma ($L/250$). O grupo B atingiu um carregamento 29% superior ao grupo A, já os deslocamentos obtidos foram próximos entre os dois grupos. Porém, os deslocamentos finais para os grupos C e D se apresentaram abaixo da determinação normativa, pois as vigas atingiram ruptura de forma brusca momentos antes de superar o deslocamento admissível (7,20 mm). Quanto ao carregamento, o grupo C foi 24% mais elevado em comparação ao grupo A, assim como o grupo D, que foi de 16%. O comportamento dos ensaios na íntegra, com os determinados instantes de aplicação de carga, podem ser visualizados na Figura 6.

Tabela 4. Resultados do carregamento e deslocamento para levar as vigas à ruptura.

Grupo	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
A	A1	48,8	9,7
	A2	51,9	9,4
	A3	51,7	9,9
	Média	50,8	9,7
	Desvio padrão	1,7	0,3
B	B1	66,2	9,4
	B2	65,3	9,8
	B3	65,4	10,6
	Média	65,6	9,9
	Desvio padrão	0,5	0,6
C	C1	64,1	6,1
	C2	61,8	5,9
	C3	-	-
	Média	63,0	6,0
	Desvio padrão	1,6	0,1
D	D1	-	-
	D2	55,1	3,6
	D3	63,1	4,2
	Média	59,1	3,9
	Desvio padrão	5,6	0,4

As vigas dos grupos C e D não apresentaram a mesma tendência no gráfico (Figura 6), chegando a ruptura em 62,96 kN no grupo C e 59,10 kN no grupo D. Nesses dois grupos, a ruptura do reforço ocorreu de forma brusca em uma das extremidades das vigas, arrancando consigo uma porção de

concreto com a chapa de aço colada, que chegava até a armadura positiva. Essas rupturas aconteceram antes de que fosse atingido o limite do deslocamento admissível ($L/250$).

As imagens das vigas estão apresentadas na Figura 7 para melhor demonstrar o destacamento das chapas e o modo de ruptura durante a realização dos ensaios.

Os grupos A e B apresentaram comportamentos semelhantes no que se refere ao aparecimento de fissuras entre os terços médios e o não destacamento da chapa de aço SAE 1020 de 0,75 mm. Os grupos C e D apresentaram comportamentos similares entre eles, em relação as fissuras mais acentuadas, até a extremidade do reforço e o arrancamento do concreto com a chapa até a armadura de combate à flexão. Considerando os resultados não satisfatórios dos grupos C e D, uma solução a ser adotada é a introdução de chumbadores nas extremidades das chapas de aço SAE 1020 coladas, que ajudaria a dissipar o acúmulo de tensões nessa região. Na Figura 8 pode-se observar que com o aumento das espessuras das chapas de aço SAE 1020, ocorre a diminuição da carga de suporte das vigas, ou seja, é um comportamento linear decrescente.

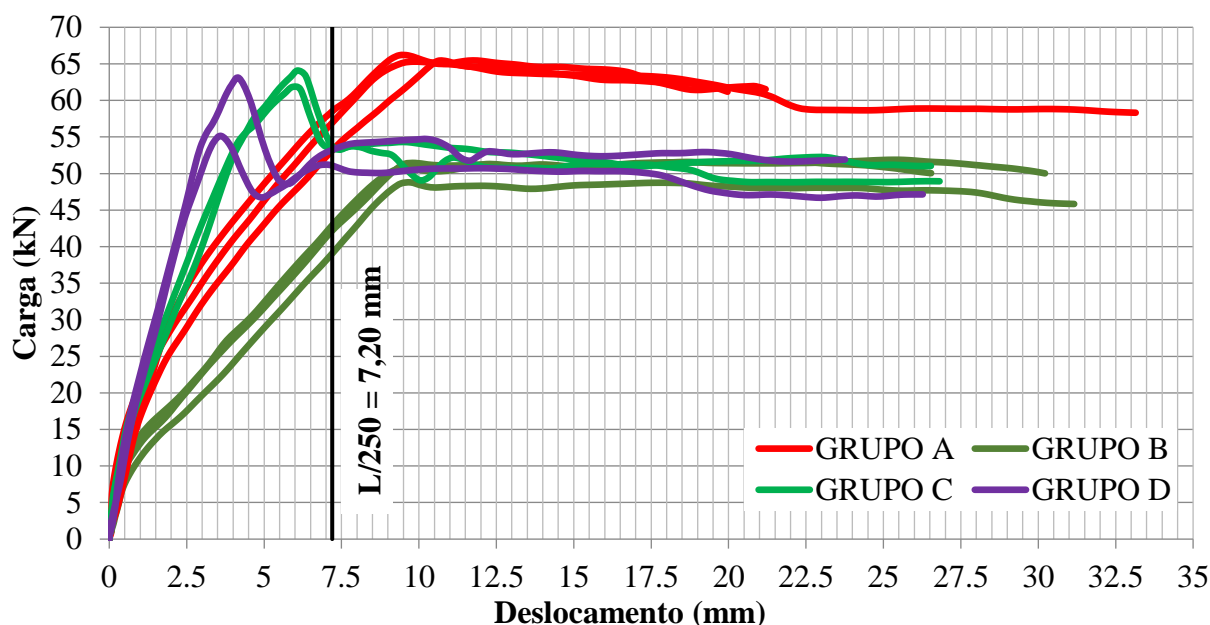


Figura 6. Comportamento das vigas dos grupos A, B, C e D - carga vs deslocamento.

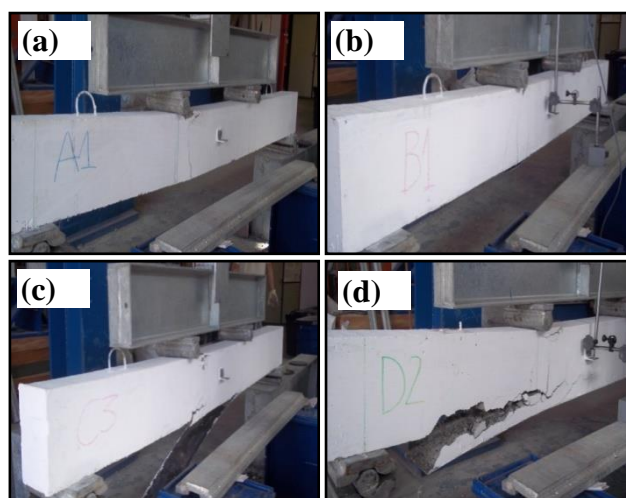


Figura 7. Modo de ruptura - (a) Grupo A; (b) Grupo B; (c) Grupo C e (d) Grupo D.

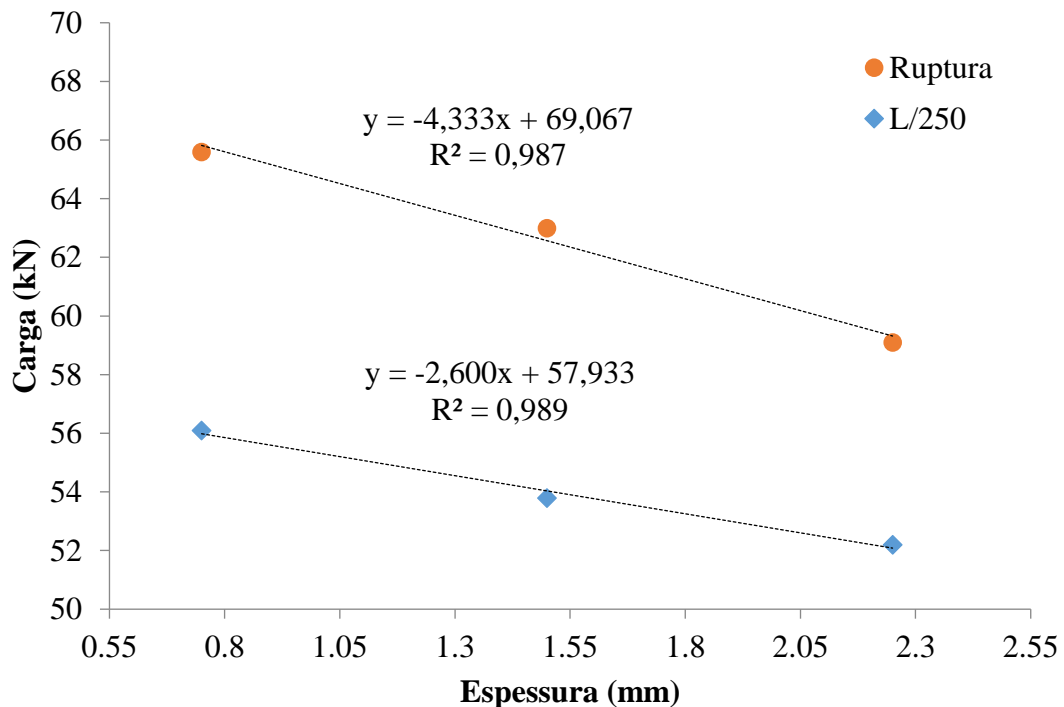


Figura 8. Comportamento das vigas dos grupos B, C e D - carga de ruptura e carga em L/250 vs espessuras das chapas de aço.

3.2. Resultados - 2ª etapa: chapas com perfil U de mesma espessura.

No carregamento no deslocamento máximo permitido por norma (L/250), o grupo F apresentou 20% de acréscimo na média dos valores em relação ao grupo E (referência), enquanto que o grupo G apresentou um acréscimo médio de 16% (Tabela 5). Nota-se que o grupo reforçado com o perfil de maior comprimento (Grupo F) apresentou maior eficiência quanto à resistência para atingir o deslocamento de 7,2 mm.

No carregamento necessário para levar as vigas à ruptura (Tabela 6), observou-se um incremento de carga maior referente ao grupo F (150 cm). Tal grupo apresentou 14% de aumento de resistência, enquanto que o grupo G apresentou queda de resistência quando comparado ao grupo E (referência), sendo este valor expresso em 6%. A partir do gráfico da Figura 9 é possível observar o comportamento de cada grupo relacionando a carga e o respectivo deslocamento.

Tabela 5. Carregamento no deslocamento máximo permitido por norma (L/250).

GRUPO E			GRUPO F (150 cm)			GRUPO G (80 cm)		
Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
E1	44,2	7,2	F1	43,0	7,2	G1	53,5	7,2
E2	46,0	7,2	F2	61,1	7,2	G2	51,1	7,2
E3	44,9	7,2	F3	57,6	7,2	G3	52,6	7,2
Média	45,0	-		53,9	-		52,4	-
Desvio padrão	0,9	-		9,6	-		1,2	-

Tabela 6. Resultados do carregamento e deslocamento para levar as vigas à ruptura.

GRUPO E			GRUPO F (150 cm)			GRUPO G (80 cm)		
Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
E1	63,4	23,4	F1	61,0	28,7	G1	59,9	18,1
E2	66,3	17,8	F2	82,6	13,1	G2	60,4	11,9
E3	64,3	11,4	F3	77,3	12,6	G3	61,6	8,9
Média	64,6	17,5		73,6	18,1		60,6	13,0
Desvio padrão	1,5	6,0		11,3	9,2		0,9	4,7

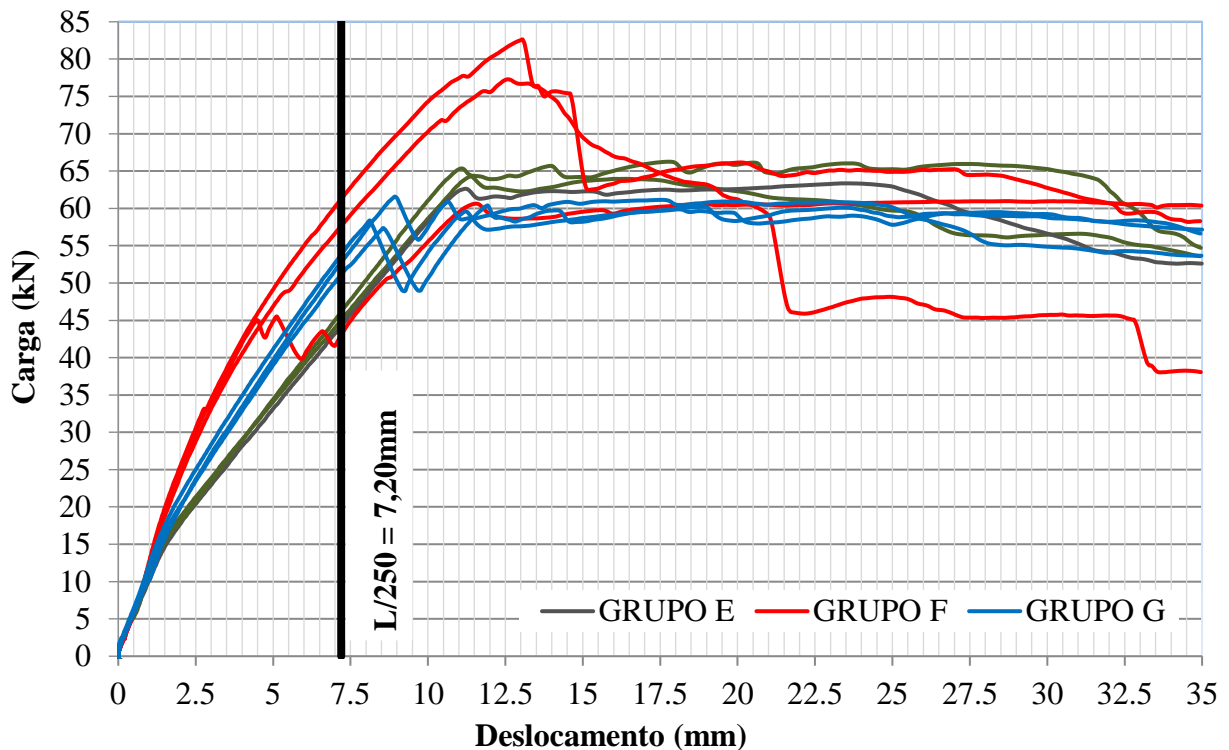


Figura 9. Comportamento das vigas dos grupos E, F e G - carga vs deslocamento.

Observa-se nitidamente o aumento da rigidez da viga com a adição da chapa de aço. Entretanto a viga F1 (Figura 10b) apresentou comportamento diferente das demais, pois houve o destacamento precoce da chapa de aço da viga, diminuindo o acréscimo de resistência do reforço, e posteriormente levando à ruptura com a carga de 60,97 kN, similarmente a viga de referência do grupo E. Tal fato pode ser resultado de uma provável má aplicação do adesivo epóxi, o que não proporcionou boa ancoragem do perfil metálico ao concreto.



Figura 10. Modo de ruptura - (a) Grupo E; (b) Grupo F e (c) Grupo G.

É possível notar a eficiência do reforço das vigas do grupo F (vigas F2 e F3), com o perfil de 150 cm, porém com cargas elevadas também ocorre o destacamento da chapa (Figura 9). As vigas do grupo B, com o perfil de 80 cm, apresentaram comportamento inferior ao grupo E (grupo de referência). Os deslocamentos médios foram semelhantes entre os grupos E e F, na média de 17,8 mm, enquanto que no grupo G o deslocamento foi em média de 13,0 mm. A viga F1 rompeu por flexão e destacamento do perfil de aço, seguida de esmagamento do concreto na região central da viga. Já as vigas F2 e F3 apresentaram fissuras por cisalhamento e também o rompimento por destacamento do perfil de aço, com o esmagamento do concreto no centro da viga F2 e na viga F3 na região próximo ao apoio. A análise feita das vigas do grupo G, reforçadas com o perfil de aço com 80 cm de comprimento, apresentaram comportamento de fissuras semelhante aos do grupo F: rompimento por destacamento do perfil de aço, sendo que, nas vigas G1 e G3, o arrancamento do concreto foi próximo à região central, e na viga G2, próximo ao apoio.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos conclui-se que:

- (i). O aumento da espessura do reforço com chapa de aço SAE 1020 proporcionou uma menor resistência à flexão das vigas, sendo que as espessuras de chapa com 1,50 mm e 2,25 mm provocaram destacamento da chapa no concreto antes do limite normativo de deslocamento em $L/250 = 7,2$ mm. Vale ressaltar que esse fato acarreta riscos para as implementações dessas espessuras de chapas. Entretanto pode-se dizer que a utilização de chapas retas com espessura de 0,75 mm é viável e de rápida execução, pois não houve necessidade de inserir pinos de ancoragem.
- (ii). A utilização do perfil com 150 cm propiciou um acréscimo da resistência de flexão, porém com ruptura por destacamento laterais da chapa com deslocamentos no vão central superiores a 7,20 mm ($L/250$). O uso do perfil com 80 cm se mostrou inviável devido ao destacamento precoce da chapa imediatamente após atingir o deslocamento central de 7,20 mm ($L/250$).
- (iii). De maneira geral pode-se dizer que a utilização de chapas coladas sem utilização de pinos de ancoragem é viável quando o objetivo é o aumento imediato da capacidade de suporte de vigas de concreto armado aliado ao baixo custo relativo desta configuração de reforço. Porém a eficiência dessa utilização está diretamente correlacionada a ancoragem das chapas para evitar a falha por destacamento. Vale salientar que parâmetros ligados a durabilidade, como a corrosão da chapa de aço e a estabilidade da resina epóxi, não foram levados em consideração nesta pesquisa, no entanto em uma aplicação real tais parâmetros devem ser rigorosamente considerados, principalmente em relações de custo/benefício para a efetiva segurança estrutural.

5. REFERÊNCIAS

- Alfaiate, J., Costa, R. (2004), "*O refuerzo de vigas de betão armado com chapas metálicas coladas com resina*", Métodos Computacionais em Engenharia, APMTAC, Portugal. pp. 1-13.
- Ali, M. S. M., Oehlers, D. J., Bradford, M. A. (2005) "*Debonding of steel plates adhesively bonded to the compression faces of RC beams*", Construction and Building Materials, V.19, No.6, pp. 413-422.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 5739: *Concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2014.

- Aykac, S., Kalkan, I., Aykac, B., Karahan, S., Kayar, S. (2013), "*Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Beams Using External Steel Plates*", Journal of Structural Engineering, V.139, No.6, pp. 929–939.
- Campagnolo J. L.; Campos Filho A., Silva Filho, L. C. P. (1994), "*Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas*", In: 36a. REIBRAC - Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, 1994, Porto Alegre/ RS.
- Cánovas M. F. (1998), "*Patologia e Terapia do Concreto Armado*", São Paulo: Editora PINI, 522p.
- Cánovas, M. F. (1985), "*Refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado mediante encolado de bandas de acero con adhesivos epoxídicos*", Informes de la Construcción, V.37, No. 373, pp. 27-38.
- Helene, P. R. L. (2000) "*Manual para reparo, refuerzo e proteção de estruturas de concreto*", 2 Ed, São Paulo: Editora PINI, 213 p.
- Hussain, M. (1995), "*Flexural behavior of pre-cracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates*", ACI Structural Journal, V.92, No. 1, pp. 14-23.
- Jumaat, M. Z., Alam A. (2008), "*Experimental and analytical investigations on the structural behaviour of steel plate and CFRP laminate flexurally strengthened reinforced concrete beams*", Journal of Applied Sciences, V.8, pp. 4383-4389.
- Melo Júnior, L. O. (1997), "*Comportamento ao cisalhamento de vigas em concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas lateralmente*", Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Recife/PE, 81p.
- Narayanamurthy, V., Chen, J. F., Narayanamurthy, J., Cairns, D.J., Oehlers, D.J. (2012) "*Plate end debonding in the constant bending moment zone of plated beams*", Composites Part B: Engineering, V.43, No. 8, pp. 3361-3373.
- Oehlers, D., Moran, J. (1990), "*Premature failure of externally plated reinforced concrete beams*", Journal of Structural Engineering, V.116, No. 4, pp. 978-995.
- Patiño, A. L. (2005) "*Comportamiento mecánico de vigas de hormigón armado reforçadas con bandas encoladas con resinas epoxi*", Tesis Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), 323p.
- Perelles, D. H., Medeiros, M. F., Garcez, M. R. (2013), "*Aplicação da análise hierárquica como ferramenta de tomada de decisão para escolha do compósito de refuerzo com polímeros reforçados com fibras*", Revista ALCONPAT, V.3, No. 3, pp. 165-180.
- Santos, P. M. (2008), "*Comparação de refuerzo com chapas de aço e fibras de carbono em vigas de concreto armado submetida à flexión simples*", Trabalho de Final de Curso em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Feira de Santana (UEFS), Feira de Santana/BA.
- Silva Filho L. C. P., Helene P. R. L. (2011), "*Análises de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração*", In.: Isaia G. C., Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, V.2, Cap.32, pp. 1124-1174.
- Simões, M. L. F. (2007), "*Refuerzo à flexión de vigas de concreto armado por encamisamento parcial*", Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro/RJ, 162p.
- Souza, V. C. M., Ripper, T. (1988), "*Patologia, recuperação e refuerzo de estruturas de concreto*", São Paulo: Editora PINI, 255 p.
- Tisot, G. D. D. (2010), "*Refuerzo à flexión de vigas de concreto armado submetidas a carregamento precoce*", Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo (UPF), Passo Fundo/RS.