

Revista **ALCONPAT**

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

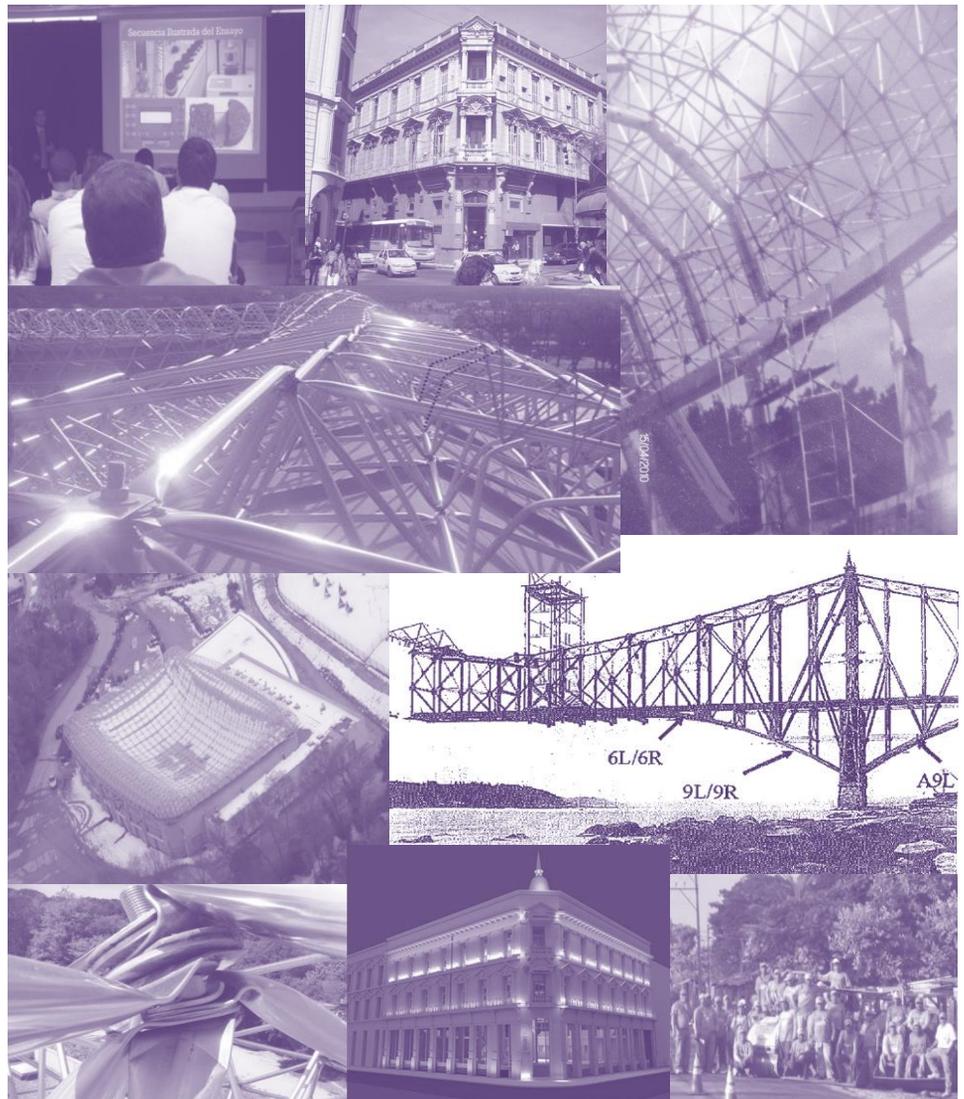
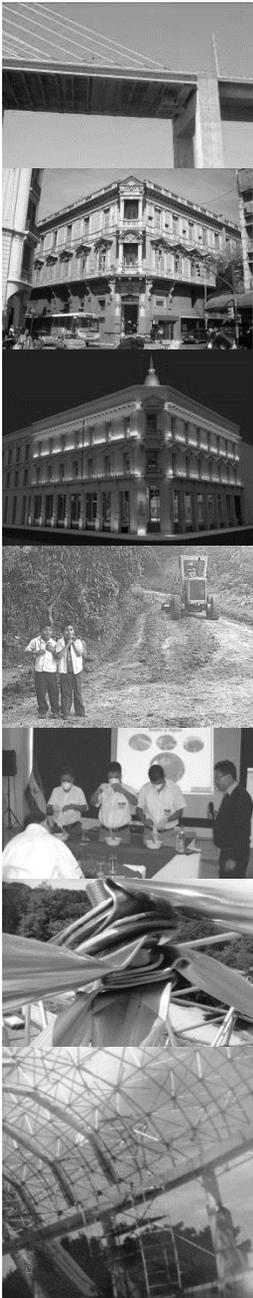
<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>
revistaalconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 2

Enero – Abril 2012

Número 1



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

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>





eISSN: 2007-6835

Volumen 2

Enero – Abril 2012

Número 1



CONTENIDO

Página

- F. A. Branco, P. V. Paulo:** O projecto de pontes para vidas superiores a 100 anos. 1
- A. Payer, V. De Nápoli, D. Hünicken, H. Gattavara:** Rehabilitación de la estructura de un antiguo hotel para su utilización como banco. 10
- R. G. Solís, E. I. Moreno, E. Arjona:** Resistencia de concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c. 21
- E. L. Córdova Nativí:** El capital humano como factor determinante en la calidad de las obras. 29
- V. Alegre, V. Ródenas, S. Villalba:** Colapso de la cubierta metálica de un polideportivo; patologías singulares y recurrentes. 37
- M. S. Santor, A. L. G. Gastaldini, C. Crauss, G. T. dos Santos, F. C. Rossini:** Influência de materiais de proteção na resistividade elétrica do concreto. 46

ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

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

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

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

Co-Editor en Jefe:

Dra. Patricia Martínez
Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

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

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires.
Buenos Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.
São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo)
Saltillo, Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón

Centro de Estudios de Corrosión
Universidad de Zulia
Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

RAV2N1, Enero-Abril 2012

Mensaje del Editor en Jefe

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

<http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista>



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

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

En este V2N1, iniciamos con nuestro **artículo especial invitado**, procedente de **Portugal**, donde Fernando Branco presenta una **nueva filosofía para proyectar más de 100 años de vida de servicio en puentes**. Fernando discute con propiedad la aplicación de esta metodología por primera vez en el Puente Vasco de Gama que fue proyectado para durar 120 años. Fernando discute con claridad la fase de proyecto, de construcción y de gestión durante la vida de servicio.

Entre los retos que nos presenta la industria de la construcción y la vida de servicio de las estructuras se encuentra desde luego la habilidad de producir cambios de uso para darle valor o extender la vida de una estructura. Este es el caso de un **antiguo hotel transformado en banco** que Alfredo Payer y sus colegas de **Argentina** describen con detalle desde la modelización numérica y análisis estructural de la estructura antigua y la refuncionalizada hasta el mismo procedimiento de construcción. Sin duda una exitosa rehabilitación.

En muchas ocasiones nos enfrentamos a verdaderos retos de inspección y restauración que por sus características pueden ser experiencias únicas. Muchas de éstas no serían posibles sin un conocimiento adecuado del concreto y sus propiedades. Por ello, en este número se abordan temas relacionados con el control de calidad que coadyuvan al buen entendimiento de la tecnología del concreto y del capital humano. En el tercer artículo, Romel Solís y colegas de **México**, presentan un caso como el que podría ocurrir en un clima cálido, donde analizan la **máxima resistencia de diseño que podría obtenerse con agregados triturados de alta absorción**. Mediante un procedimiento riguroso encuentran que 500 kg/cm^2 es el valor máximo a obtener. Como nota curiosa, en sitios donde es común el uso de agregados triturados de piedra caliza y el clima cálido en México se tenía la creencia de no poder alcanzar resistencias mecánicas mayores a 300 kg/cm^2 , tema que desde luego desmitifica el trabajo de Solís y sus colegas.

En el cuarto artículo, Edith Córdova presenta un caso de **El Salvador** donde se logra documentar como el entrenamiento y supervisión son clave para que el **capital humano se convierta en un factor determinante en la calidad de las obras**. Particularmente llama la atención el uso de herramientas educativas y tecnológicas que se utilizan en este caso para llegar a su objetivo.

El quinto artículo de RAV2N1 procede de **España** y en él Vicente Alegre y colegas muestran en forma por demás didáctica el caso del **colapso de la cubierta metálica de un polideportivo** en donde ocurrieron problemas patológicos singulares pero que ya se habían presentado en otras obras. El sexto y último artículo de esta edición procede de **Brasil**, donde Santor y colegas presentan la **influencia de los materiales de protección en la resistividad del concreto**

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT, por lo que la ingeniería estructural, el control de calidad, la inspección, diagnóstico y reparación se dan cita en cada número desde los diferentes países que conforman nuestra sociedad.

Por el Consejo Editorial

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Pedro Castro B.', written over a circular stamp or mark.

Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Revista ALCONPAT

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>

eISSN 2007-6835



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

O projecto de pontes para vidas superiores a 100 anos

F. A. Branco¹, P. V. Paulo¹

¹ IST-ICIST Universidade Técnica de Lisboa. Av. Rovisco Pais. Lisboa, Portugal. Email: fbranco@civil.ist.utl.pt, ppaulo@civil.ist.utl.pt

Información del artículo

Artículo recibido el 10 de Octubre de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 08 de Diciembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2012

© 2012 Alconpat Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 1, Enero – Abril 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de última modificación: 30 de Enero de 2012.

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

Apresenta-se uma nova filosofia de concepção das pontes para mais de 100 anos de vida útil que contempla de forma integrada as várias fases desde o projecto, passando pela construção e incluindo a fase de serviço, tendo em vista atingir a durabilidade pretendida. A metodologia apresentada é ilustrada com a experiência obtida com a Ponte Vasco da Gama que foi a primeira ponte Portuguesa onde foi imposta uma vida útil de 120 anos.

Palavras chave: Pontes, vida útil, durabilidade, projecto, gestão

ABSTRACT

A new philosophy for bridge design is presented for structures with more than 100 years of service life. It considers in an integrated way the design phase with special structural analysis and a durability study, the construction phase with high quality control and the service phase with monitoring and inspection within a management system. This methodology is illustrated with the design of the Vasco da Gama bridge which was the first Portuguese bridge to be designed for 120 years service life.

Key words: Bridges, service life, durability, design, management

Autor de contacto: Fernando Branco

1. DISCUSSÃO

Numa altura em que se começam a projectar as grandes pontes para mais de 100 anos de vida útil, é necessário adoptar uma nova filosofia de concepção das pontes que contemple, de forma integrada, as várias fases da obra desde o projecto até à fase de serviço, em termos de durabilidade. O processo inicia-se com o desenvolvimento de um projecto de durabilidade, a que se segue um conjunto de procedimentos durante a construção para garantir as especificações de projecto. Durante a fase de serviço, a gestão da ponte é realizada incorporando um sistema de inspecção e manutenção para controlo das degradações. A metodologia apresentada é ilustrada com a experiência adquirida na Ponte Vasco da Gama que foi a primeira ponte Portuguesa onde foi imposto, na fase de concurso, a realização de um projecto para uma vida útil de 120 anos.

2. INTRODUÇÃO

A importância da degradação das pontes está a gerar grande preocupação nos organismos governamentais, já que os custos envolvidos na manutenção e na quebra de funcionalidade das pontes existentes são cada vez maiores. As razões da degradação resultam basicamente de um deficiente projecto, da falta de controlo de qualidade durante a construção e ainda da falta de realização de inspecções e de manutenção periódicas durante a fase de serviço.

Numa altura em que se começam a projectar as grandes pontes para mais de 100 anos de vida útil, é necessário adoptar uma nova filosofia de concepção das pontes que contemple, de forma integrada, as várias fases da obra desde o projecto até à fase de serviço, em termos de durabilidade. A metodologia global apresentada é ilustrada com a experiência adquirida com a Ponte Vasco da Gama que foi a primeira ponte Portuguesa onde foi imposto, na fase de concurso, a realização de um projecto para uma vida útil de 120 anos (Branco, 1999) (Figura1).



Figura 1. Ponte Vasco da Gama projectada para uma vida útil de 120 anos

3. A FASE DE PROJECTO

3.1 Definição da Vida Funcional da Obra

O principal objectivo da construção de uma ponte é melhorar a circulação rodoviária da travessia. Por isso a caracterização da vida de uma ponte tem de começar pela definição da sua vida funcional ou seja pela caracterização da máxima capacidade de tráfico pretendida. Com base nas previsões iniciais da evolução do tráfico é definido à partida o número de vias do tabuleiro da ponte que suportarão, em boas condições de funcionalidade, o tráfico durante a vida “funcional” da ponte (TRB, 1995). Esta vida funcional é frequentemente inferior à vida estrutural da ponte, o que significa que a partir de certa altura começarão a ocorrer os problemas de congestionamento rodoviário. Nesta situação a ponte deverá ser reabilitada funcionalmente, por exemplo aumentando a sua largura ou construindo uma nova ponte perto desta, de modo a garantir a manutenção da qualidade funcional da travessia.

3.2 Definição da Vida Estrutural da Obra

Os Códigos de projecto estão habitualmente concebidos para construções com vidas de 50-60 anos. Para as pontes importantes, em que se começam a impor vidas úteis maiores (100-120 anos), não há habitualmente regulamentos aplicáveis. Tal implica assim não só adaptar os actuais regulamentos de segurança estrutural, como adoptar modelos especiais de degradação par analisar os problemas de durabilidade.

Nestas situações, tem também de se definir o significado de limite da vida. Frequentemente adopta-se, um fim da vida útil, associado ao início da corrosão nas armaduras principais de betão armado ou associado ao início da corrosão nas secções úteis de aço das estruturas metálicas.

3.3 O Projecto de Segurança Estrutural

Em termos de segurança estrutural os Códigos Estruturais (ENV, 1991 - 1999) definem os valores estatísticos (característicos) das Acções (A_k) e da Resistência dos Materiais (R_k) que devem ser usados em projecto de modo a garantir um elevado nível de segurança estrutural ($P(A_k) > R_k < 7 \times 10^{-5}$), sendo esta segurança associada ao período de referência da vida útil (habitualmente cerca de 50 anos).

Se a vida estrutural for superior a 50 anos, o valor das acções variáveis tem também de ser superior, de modo a garantir-se para esse período o mesmo nível de segurança. Estes valores de correcção estão hoje definidos nos Códigos (para vento e sismos ver ENV-1991 1999 e ENV-1998 1995) e devem ser adoptados no projecto de pontes para vidas de 100-120 anos

No projecto de segurança estrutural de pontes importantes, com elevados tempos de vida útil devem ainda ser considerados os efeitos de acções especiais (frequentemente não referidos nos Códigos para as pontes correntes), tais como sobrecargas anormais de veículos, situações de acidente, choque de navios, etc.

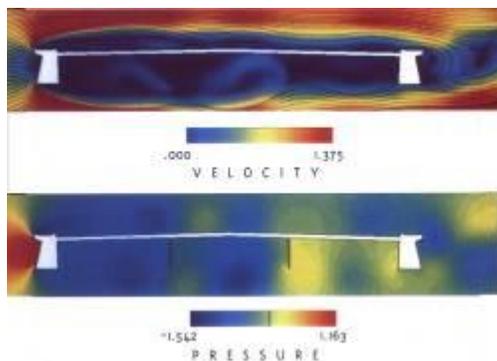


Figura 2. Estudos aerodinâmicos



Figura 3. Amortecedores do tabuleiro

Com exemplo referem-se alguns destes estudos especiais de segurança estrutural realizados para a Ponte Vasco da Gama. Os estudos do seu comportamento aerodinâmico foram feitos em túnel de vento para analisar a sua estabilidade para rajadas de 250km/h. A geometria inicial da secção transversal conduzia a instabilidade para velocidades a partir de 170km/h e através numa análise inovadora com CFD (computer fluid dynamics) e de testes adicionais de túnel, obteve-se uma solução estável com a colocação de protecções sob o tabuleiro (Figura 2). Nesta obra foram também realizadas análises sísmicas detalhadas associadas ao período de referência de 120 anos. Foi ainda desenvolvido um estudo sísmico específico para analisar as situações de liquefacção das fundações e para definir as características dos amortecedores colocados entre o tabuleiro e as torres, reduzindo os deslocamentos do tabuleiro (Figura 3) (Branco, 2000).

Em termos de acções especiais, as bases das torres principais foram analisadas para o embate acidental de um navio com 30 000ton (DWT) à velocidade de 10 nós e foi feito o estudo da situação de acidente associada a um incêndio de um navio sob o tabuleiro (Branco, 2000).

3.4 Projecto de Durabilidade

O projecto de durabilidade para uma ponte em que se pretende atingir uma vida útil de 120 anos, passa pela análise dos aspectos a seguir descritos e que deve ser realizado em paralelo ao projecto de segurança estrutural, acima referido.

3.4.1 Definição das propriedades dos materiais. A estimativa da vida útil das pontes com base na deterioração dos materiais é um problema complexo, sujeito a grande investigação em muitos países do mundo (Branco, 2004). Essa estimativa inclui a caracterização do ambiente e a definição de modelos matemáticos para simular as degradações.

Nas pontes em betão armado, os principais mecanismos de degradação estão associados às situações de carbonatação e ao ataque de cloretos em ambientes salinos. Nas estruturas correntes, com vidas úteis da ordem dos 50-60 anos, as Normas Europeias (NP EN-206 2007) definem ambientes para cada mecanismo de degradação, recomendações para os betões a adoptar (quantidade de cimento, relação água/cimento, resistência) e recobrimentos de armaduras.

Para as pontes importantes, com vidas úteis maiores (100-120 anos), não há regulamentos aplicáveis. Aqui o estudo da vida útil tem de ser realizado com base na deterioração dos materiais, nas condições ambientais e nas condições limite definidas, usando modelos matemáticos para a deterioração (Branco, 2004). Estes modelos têm também vindo a ser desenvolvidos essencialmente para a carbonatação e para o ataque dos cloretos.

A carbonatação do betão resulta da penetração do CO₂ nos poros do betão e desenvolve-se numa frente cuja profundidade "d" pode ser estimada, ao longo do tempo "t" (anos), por

$$d = K (t)^{0.5} \quad (1)$$

onde K é o coeficiente de carbonatação, com valores variáveis entre 1 e 8 (mm/ano^{0.5}) em função da permeabilidade do betão e das condições ambientais, e valores médios de de 3,5 mm/ano^{0.5} (Monteiro, 2010).

A penetração dos iões cloro no betão pode ser simulada pela lei de difusão de Fick. A solução da equação diferencial, tendo em conta a variação com o tempo, do coeficiente de difusão dos cloretos D_c (cm²/sec), permite obter a concentração de cloretos C(x,t) dentro do betão à profundidade x (cm) e tempo t (sec), por

$$C(x,t) = C_o (1 - \text{erf} (x / (2 (D_c t^{(1-m)} / (1-m))^{0.5}))) \quad (2)$$

onde C_o é a concentração de cloretos à superfície (% do peso de cimento), "erf" é a função erro e "m" uma constante empírica (m=0,4) (Mangat, 1994).

Com estes modelos de carbonatação e de ataque de cloretos pode-se estimar a evolução da degradação da estrutura e definir especificações para os materiais, nomeadamente em termos das propriedades do betão e do recobrimento das armaduras.

Este tipo de análises foi aplicado à Ponte Vasco da Gama onde as estruturas foram divididas em várias zonas ambientais (submersa; entre-maré; zona de salpicos; humidade elevada, humidade média) e para cada uma delas foram quantificados os recobrimentos a adoptar e as características de permeabilidade dos betões (Tabela 1).

Tabela 1. Características do betão para uma vida útil de 120 anos em ambiente salino

Structure	Coef. Difusão (x 10 ⁻¹² m ² /s aos 28 dias)	AASHTO Teste (Coulombs)	Recob. (mm)
V.Gama (imersão)	5	3000	70
V. Gama (salpicos)	2	1500	70
V. Gama (ar)	5	3000	50

No que se refere às estruturas metálicas a vida útil pode ser estimada com base em taxas de corrosão do aço. Aqui deve ser adoptada uma sobre-espessura que considere a parte que vai ser corroída durante a vida útil. A tabela 2 apresenta taxas de corrosão em ambientes marítimos, para aço não protegido, que permitem estimar sobreespessuras para valores definidos de vida útil.

Tabela 2. Taxas de corrosão em aço para ambientes marítimos

Localização	$\mu\text{m/ano}$
Zona enterrada	0,01
Submersa em lodos	0,1
Totalmente submersa	0,08 - 0,12
Zona inter-maré	0,1 - 0,2
Zona de salpicos	0,2 - 0,4
Exposição ao ar	0,1 - 0,2

3.4.2 Conceção com flexibilidade. A vida útil definida em projecto está associada aos principais elementos estruturais, considerando uma manutenção corrente. No entanto há componentes da ponte com uma vida útil inferior à vida útil global, o que levará a obras de reparação/substituição durante a fase de serviço da obra (apoios, juntas, etc. são elementos que tipicamente têm vidas mais curtas). A análise da durabilidade destes elementos deverá também ser feita na fase de projecto.

Como exemplo, na Ponte Vasco da Gama foi considerada uma solução em que as juntas suportam apenas acções sísmicas do nível de traficabilidade (75%), colapsando para sismos superiores. O sistema flexível conduziu a juntas menores e portanto com menor manutenção.

3.4.3 Monitorização e fácil inspecção. As pontes importantes deverão ser monitorizadas para se acompanhar o seu comportamento estrutural e de durabilidade ao longo da fase de serviço. Todas estas actividades de monitorização têm de ser pensadas na fase de projecto, deixando na obra os respectivos equipamentos de monitorização, com transmissão de dados para uma central de tratamento. O acesso a estes equipamentos tem também de ser pensado desde a fase de projecto com soluções com fácil acesso para os inspectores que visitarão a obra. A Ponte Vasco da Gama foi concebida com carros de inspecção do tabuleiro e acessos às zonas a inspecionar (Figura 4).

3.4.4 Especificações técnicas e plano base de manutenção. Os aspectos atrás referidos sobre durabilidade devem ser apresentados em especificações técnicas (especificações de durabilidade) para os materiais e componentes da ponte, incluindo a definição dos ensaios a realizar, e os parâmetros de durabilidade a atingir. Tendo em conta a vida útil estimada para a ponte, deverá também ser elaborado um plano base de inspecções periódicas a ser complementado no início da fase de serviço, aspectos considerados na Ponte Vasco da Gama.

4. CONSTRUÇÃO COM DURABILIDADE

Durante a fase de construção, um bom controlo de qualidade é o melhor processo para se garantir a vida útil definida em projecto. Nesta fase as principais actividades de controlo da qualidade, relacionadas com a durabilidade são as que a seguir se descrevem.

4.1 Caracterização inicial dos materiais

Antes de se iniciarem as betonagens o empreiteiro deverá estudar as composições do betão de modo a atingir as características especificadas para os materiais em termos de durabilidade. Isto é particularmente importante porque os ensaios de durabilidade mais fiáveis são demorados, pelo que devem ser realizados o mais cedo possível.

Na Ponte Vasco da Gama o estudo inicial da durabilidade dos betões aos cloretos foi realizada usando inicialmente os ensaios AASHTO T270 e de Tang Luppig (Mangat, 1994). Posteriormente todos os betões foram também analisados com ensaios (demorados) de permeabilidade aos cloretos (Branco, 1999).

4.2 Controlo in situ das propriedades dos materiais

O controlo dos materiais deve também ser feito in-situ de modo a verificar-se se as características de durabilidade obtidas em laboratório se mantêm. Este controlo periódico é fundamental para a qualidade da obra final.

Na Ponte Vasco da Gama, entre os parâmetros de durabilidade medidos in situ consideraram-se o coeficiente de difusão e a concentração superficial dos cloretos que foram utilizados para calibrar os modelos adoptados em projecto para previsão da vida útil. Foram também medidos in-situ e em laboratório parâmetros mecânicos como a resistência à compressão, módulo de elasticidade, fluência e retracção, parâmetros importantes para analisar o comportamento ao longo do tempo da ponte, nomeadamente associados às deformações do tabuleiro.

4.3 Métodos de construção

Os métodos de construção devem ser implementados de modo a garantir os melhores procedimentos para se atingir uma boa durabilidade, nomeadamente no controlo da execução da camada superficial do betão dos elementos estruturais, ou seja no recobrimento (Branco, 1999). As actividades de vibração, cura, controlo de calor de hidratação, etc, destas zonas superficiais, são muito importantes para obter uma boa durabilidade.

Na Ponte Vasco da Gama, como exemplo, referem-se dois problemas construtivos ocorridos que poderiam afectar a durabilidade da obra. O primeiro resultou da fissuração superficial dos grandes recobrimentos (7cm), associada a retracção plástica da zona não armada, e a uma redução da protecção das armaduras. Tal foi solucionado com curas cuidadas e com a injeção das zonas fissuradas. O outro problema resultou de recobrimentos deficientes em pilares estacas, resultante da não verticalidade das armaduras. A sua correcção conduziu à realização de protecções em fibra de vidro, para garantir a vida útil contratual de 120 anos (Figura 5).

4.4 Ensaios de carga e de recepção

A realização de ensaios de carga no fim da obra é um aspecto importante para verificar a fiabilidade dos modelos de cálculo utilizados na fase de projecto e para definir um estado de referência para o resto da vida da obra.

Os ensaios realizados na Ponte Vasco da Gama com cargas estáticas permitiram comprovar as flechas e as extensões que ocorrem sob o efeito das sobrecargas. Os ensaios dinâmicos permitiram obter as características dinâmicas da ponte e as forças nos tirantes, calculadas através das suas frequências próprias.

5. GESTÃO DURANTE A VIDA ÚTIL

Para garantir o bom comportamento da estrutura durante a vida útil de uma ponte importante tem de existir um sistema de monitorização permanente das variáveis mais significativas, além de serem implementados procedimentos correntes e periódicos de inspecção e manutenção. De modo a racionalizar estas actuações (em termos técnicos e de custos), os procedimentos devem

estar incluídos em sistemas de gestão de pontes cujas características principais são brevemente apresentadas.

5.1 Monitorização Estrutural

A monitorização estrutural destina-se controlar em permanência os principais parâmetros associados ao comportamento estrutural da ponte de modo a detectar instantaneamente eventuais problemas estruturais decorrentes de anomalias ou acidentes.

Na Ponte Vasco da Gama é feita a medição automática de deslocamentos, rotações, extensões, temperaturas e vibrações em secções pré-definidas e existe ainda um sistema independente de medição de acelerações sísmicas. Estas medições estão associadas a um plano de acções onde em função dos valores medidos e de níveis pré-definidos em projecto, se implementam decisões rápidas em caso de acidente, sismo ou vento excessivo.

5.2 Monitorização de durabilidade

O plano de monitorização da durabilidade define o ensaio periódico dos materiais necessários à reavaliação da evolução da degradação dos materiais durante a vida útil. Se a deterioração for superior à prevista em projecto, tal permitirá implementar medidas atempadas de reparação. É esta monitorização que permite quantificar os coeficientes reais da obra/ambiente associados a K (carbonatação) e D_c (cloretos) e assim saber-se com bastante rigor a evolução da degradação.

Na Ponte Vasco da Gama, os ensaios de controlo foram realizados a 0,5, 1, 2, 5 e todos os 5 anos depois da conclusão da construção. Em relação aos elementos de betão é medida a carbonatação, o perfil de cloretos, o coeficiente de difusão, a permeabilidade, a porosidade e os potenciais eléctricos. Em relação aos elementos metálicos (estacas metálicas) a medição da sua espessura é medida debaixo de água com ultra sons, cada 2 anos.

Os resultados das campanhas de monitorização da durabilidade durante os primeiros anos mostraram que até agora os níveis de carbonatação e propagação de cloretos estão dentro do previsto na fase de projecto. Houve no entanto problemas associados à existência de reduzidos recobrimentos que já levaram à implementação de medidas de protecção adicional (Figura 5).



Figura 4. Veículo de inspecção da ponte



Figura 5. Protecção com fibra de vidro de pilares

5.3 Inspeção e manutenção

O plano de inspeção e manutenção define os locais de inspeção, a periodicidade das inspeções, as anomalias a detectar e os procedimentos de manutenção. As inspeções são baseadas em inspeções visuais, complementadas com algumas medições de modo a detectar eventuais anomalias (Figura 4). Dadas as características da Ponte Vasco da Gama foram consideradas neste plano algumas situações particulares com sejam o controle das infra-escavação e o retensionamento periódico dos cabos.

6. REFERÊNCIAS

- Branco, F., Machado, L. (1999), *Search for Quality in the Vasco da Gama Bridge. Structures for the Future - The Search for Quality*. International Association for Bridge and Structural Engineering - IABSE. Conf. Report. Vol.83. Zurich.
- Branco, F., Mendes, P., Guerreiro, L. (2000), *Special Studies for The Vasco da Gama Bridge*, Journal of Bridge Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineering, vol.5, nº3, pp.224-232, Reston.
- Branco, F. A., Brito, J. (2004), *Handbook of Concrete Bridge Management*, Ed. American Society of Civil Engineers, 468pp., Reston.
- ENV 1998-1-4 (1995), *Eurocode 8: Design Provisions for earthquake Resistance of Structures. Part1-4: Strengthening and Repair of Buildings*, European Committee for Standardisation-CEN, Brussels.
- ENV 1991-2-4 (1999), *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures. Part2-4: Wind Actions*, European Committee for Standardisation-CEN, Brussels.
- Mangat, P., Molloy, B. (1994), *Prediction of Long Term Chloride Concentration in Concrete*, Material and Structures, Vol.27, pp.338-346. Paris.
- Monteiro, I. (2010), *Modelação da evolução da carbonatação em elementos de betão armado*, Tese de Mestrado, IST, Lisboa
- NP EN206 (2007), *Especificações, desempenho, produção e conformidade do betão*, IPQ. Lisboa.
- TRB (1995), *Highway Capacity Manual*, Special Report N° 209. Transportation Research Board. Washington.



Rehabilitación de la estructura de un antiguo hotel para su utilización como banco

A. Payer¹, V. De Nápoli¹, D. Hünicken¹, H. Gattavara¹

¹ Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina. Email: alfredopayer@hotmail.com

Información del artículo

Artículo recibido el 20 de Septiembre de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 18 de Noviembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2012

© 2012 Alconpat Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 1, Enero – Abril 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de última modificación: 30 de Enero de 2012.

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

RESUMEN

En el presente trabajo se muestra el proyecto mediante el cual se adecuó la estructura del edificio de un hotel de 100 años de antigüedad para su utilización como institución bancaria. La estructura resistente del antiguo edificio estaba materializada por muros de mampostería con algunas columnas metálicas en su interior, los entresijos y techos son de perfiles metálicos con bovedillas de mampostería cerámica. Se debían mantener las fachadas y los entresijos y techos originales. Por otra parte, había que demoler gran parte de los muros interiores portantes.

Ante esta situación se tuvo que:

- Reforzar los muros de mampostería que no se demolían;
- Diseñar la estructura de reemplazo de los muros a demoler;
- Y diseñar nuevas estructuras para garantizar la estabilidad del nuevo edificio terminado y durante su construcción, de acuerdo a las normativas actuales.

Palabras clave: Rehabilitación, modelo, diafragma rígido, estabilidad espacial.

ABSTRACT

A project of rehabilitation of a 100 years old building is presented. The structure of the old building consisted of masonry walls with some metal columns inside them, the slabs and ceilings have metal girders with small arches made of ceramic bricks. The original facades, slabs and ceilings were to be kept. On the other hand, to adapt the building to de new destination, most of the load-bearing walls were to be removed.

Before these requirements the following was decided:

- To make stronger the non removed masonry walls.
- To design a replacement structure for the removed walls.
- To design new structures that guarantee the stability of the new building during and after construction, in accordance to standards.

Key words: Rehabilitation, model, rigid diaphragm, spatial stability

Autor de contacto: A. Payer

1. INTRODUCCION

En la ciudad de Córdoba (República Argentina), frente a la plaza principal, está ubicado el Edificio construido a comienzos del siglo XX para hotel. Durante sus más de cien años de vida funcionó al comienzo como Hotel Palace, luego fue sede de la Municipalidad, Geriátrico y Oficinas. Los distintos usos le ocasionaron algunas modificaciones a la construcción original, fundamentalmente en la fachada del primer nivel (Figura 1).



Figura 1. Fachada actual y Fachada Refuncionalizada.

Su actual propietario, el Banco de la Provincia de Córdoba, quiere rescatarlo para trasladar a este edificio una de sus sucursales.

A tales efectos, se realizó un concurso de Anteproyectos, el que fue ganado por el Estudio Díaz Arquitectos Asociados.

La recuperación de este tradicional edificio tendrá un significativo impacto cultural para la Ciudad de Córdoba, tanto por su historia como por el rol protagónico del Banco en esa ubicación. Se tomaron como premisas básicas para la elaboración del proyecto, la recuperación de los valores esenciales del edificio (como sus fachadas) y la tipología estructural de su patio interior. Las fachadas serán restauradas con rigor en los niveles superiores, donde no han sufrido intervenciones. En el primer nivel, con importantes modificaciones, se reconstruirán todos los pilares originales con mampostería y hormigón armado y se colocará una piel acristalada en las aberturas.

También se conserva el núcleo circulatorio existente de ascensor y escalera de mármol de carrara.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA RESISTENTE DEL ACTUAL EDIFICIO

En el actual edificio la estructura resistente está constituida por muros de mampostería resistentes en todo su perímetro (medianeros y de fachada). Los muros son de mampostería de ladrillos cerámicos macizos de espesor variable en altura, comenzando con espesores de 60 a 75cm en primer nivel y 30 a 45cm en el tercer nivel.

A nivel de subterráneo existe un muro perimetral de 80cm de espesor que contiene el suelo exterior y soporta toda la mampostería perimetral.

En el interior existen muros portantes y muros no portantes, como así también columnas metálicas de sección anular que soportan cargas gravitatorias. Estas columnas se encuentran principalmente en el subterráneo, en algunas zonas de primer nivel y en la galería del 2° y 3° nivel.

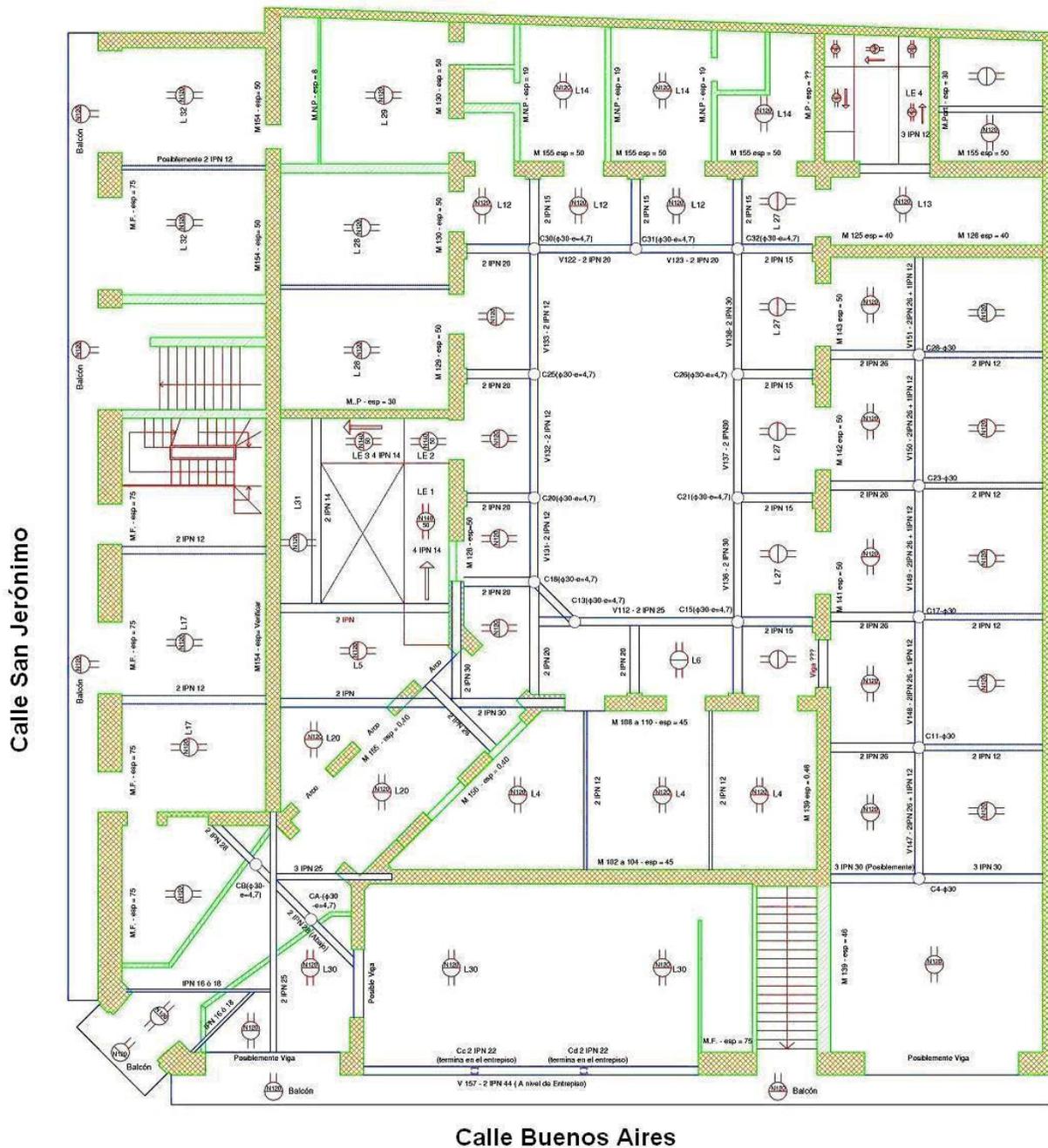
Los entresijos y techo están materializados por perfiles doble Te que soportan una estructura de ladrillos con forma abovedada más el relleno de nivelación de los diferentes pisos. Estos perfiles apoyan en muros portantes o en vigas metálicas formadas por dos a cuatro perfiles doble Te que apoyan en columnas y muros portantes.

Como los requerimientos del nuevo destino obligan a la demolición de una cantidad importante de muros portantes, los que además de soportar las acciones gravitatorias garantizan la estabilidad del edificio ante fuerzas laterales de viento y sismo. Se debieron diseñar nuevas estructuras que reemplacen a las que se demuelen.

3. TAREAS INICIALES

Para elaborar el proyecto de la estructura resistente del edificio refuncionalizado se debieron realizar en un comienzo las siguientes tareas.

- Relevamiento de la estructura: Al carecer totalmente de documentación se tuvo que realizar un detallado relevamiento para identificar la estructura resistente del antiguo edificio. Se relevaron muros portantes y no portantes, columnas metálicas, perfiles de vigas y losas de entresijos y cubierta. También se realizaron tres excavaciones para relevar las estructuras de fundación. Toda esta información se ha llevado a planos (Figura 2).
- Estudios de suelo: Para verificar las estructuras de fundación actuales y proyectar las a construir, se realizó un estudio de suelos.
- Modelación de la estructura: Con la información obtenida en el relevamiento se confeccionó un modelo numérico tridimensional para representar el comportamiento de la estructura frente a las cargas gravitatorias actuales y la acción sísmica de diseño. El modelo de la estructura existente permite determinar el estado tensional de los muros de mampostería y las sollicitaciones en columnas, así como los esfuerzos transmitidos a la fundación y el grado de rigidez global de la estructura.



RELEVAMIENTO EX HOTEL PALACE - BCO CORDOBA
LOSA SOBRE PRIMER NIVEL - Esc 1/100

REFERENCIAS:

- MURO PORTANTE
- MURO NO PORTANTE
- VIGA
- COLUMNA

Figura 2. Plano de relevamiento de primer nivel.

4. PROYECTO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO REFUNCIONALIZADO

Como ya lo mencionáramos al describir la actual estructura resistente del edificio, el proyecto de refuncionalización exige la demolición de una importante cantidad de muros portantes y no portantes. En el subterráneo se demuelen pocos muros porque en este nivel existen muchas columnas metálicas, pero en primer, segundo y tercer nivel se eliminan la mayoría de los muros interiores. También se deben construir nuevas estructuras para las circulaciones verticales (escaleras y ascensores). Otro requerimiento es la conservación de casi todos los entrepisos y techos existentes, como así también de la escalera y del ascensor.

Estos condicionantes nos colocan en la siguiente situación: debemos construir las estructuras resistentes que garanticen la estabilidad espacial del edificio antes de proceder a la demolición de los muros, ya que pensar en apuntalamientos generalizados sería operativamente imposible. Frente a estos requerimientos, para materializar la estructura resistente se proponen las siguientes tareas:

- a) Reforzar los muros portantes que se demuelen parcialmente.
- b) Construir nuevas estructuras de pórticos y tabiques para reemplazar a los muros portantes que se demuelen.
- c) Materializar en los entrepisos y en la cubierta diafragmas rígidos horizontales de hormigón armado vinculados con conectores a los perfiles para que sirvan de apoyo a los muros de mampostería y transmitan las fuerzas horizontales a los distintos elementos resistentes.
- d) Construcción de los núcleos de circulación verticales que contempla el nuevo proyecto.

4.1 Modelación numérica de la estructura existente

Para analizar el comportamiento de la estructura existente se emplea un modelo tridimensional donde se representan con elementos tipo placas los muros de mampostería portante y con elementos de barras las vigas y columnas de la construcción. La Figura 3 muestra una perspectiva del modelo construido.

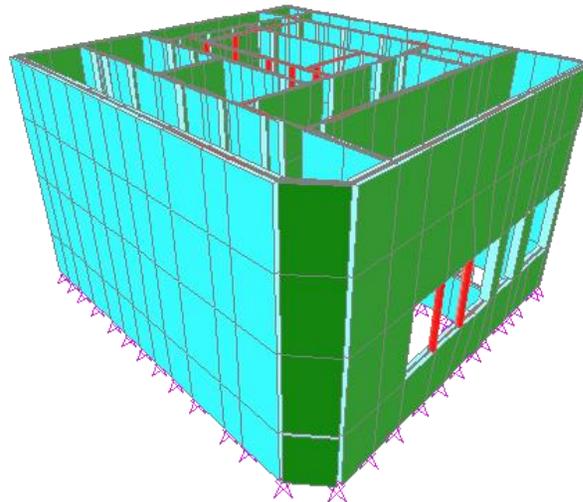


Figura 3. Modelo numérico. Vista 3D.

4.2 Análisis estructural

Con el modelo se realiza un análisis dinámico para estimar los períodos dominantes de la construcción y un análisis estático para estimar las solicitaciones en la mampostería y los esfuerzos sobre las fundaciones del edificio.

Análisis dinámico. Se realiza un análisis modal para determinar los períodos fundamentales de la estructura los cuales brindan información sobre la rigidez de la estructura y permiten definir las solicitaciones sísmicas de diseño. Los valores obtenidos son los siguientes: Modo traslacional (calle Bs. As.) 0,202 s, Modo traslacional (calle San Jerónimo) 0,169 s, Modo rotacional 0,128 s. De los resultados obtenidos se deduce que se trata de una estructura con elevada rigidez en las dos direcciones principales, lo cual se justifica por el espesor y la densidad de muros resistentes y por el bajo número de niveles de la construcción. En la Figura 4 se presentan las formas modales traslacionales y rotacionales del edificio.

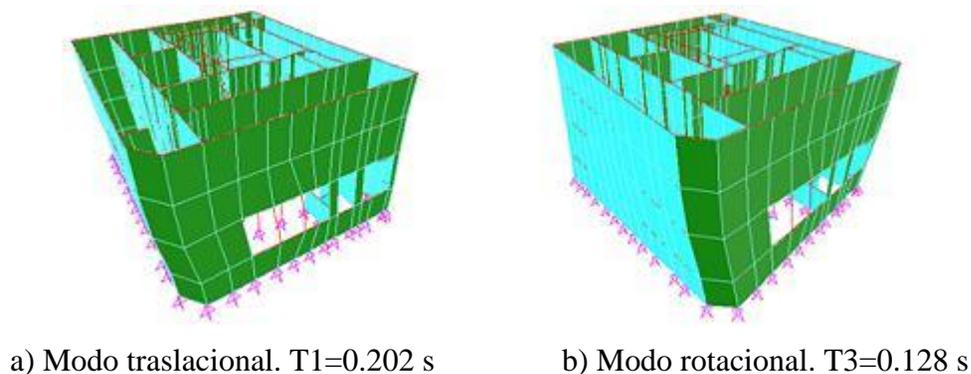


Figura 4. Modos de vibración.

4.2.1 Solicitaciones en muros. El modelo permite estimar las tensiones de trabajo de la mampostería en los diferentes niveles. Según los resultados obtenidos, la tensión de trabajo de la mampostería es del orden de 0,4 a 0,5 MPa, lo cual se considera bajo y justificado por los espesores de los muros resistentes.

4.2.2 Solicitaciones axiales en columnas. Las cargas gravitatorias en columnas son cargas moderadas sobresaliendo 4 columnas con solicitaciones de 1350, 1200, 1100 y 1000 kN, mientras que el resto soporta esfuerzos axiales inferiores a 800 kN.

Por lo anterior se considera viable la posibilidad de intervenir en las zonas de demolición y remodelación diseñando pórticos y refuerzos en mampostería que permitan redistribuir los esfuerzos axiales.

4.2.3 Verificación de la fundación. De la auscultación realizada a las fundaciones se observó que el muro perimetral de 90cm tiene un cimiento corrido de 1.30m de ancho. Según los resultados obtenidos, esta mampostería podría trabajar a una tensión de 0,5 MPa lo que representa una tensión de trabajo para el suelo del orden de 0,21 MPa. Debería confirmarse si la cota de fundación de este cimiento es el manto de arena ubicado a los 5.0m de profundidad desde el terreno natural.

Por otra parte se realizó la auscultación de una base de columna. Se recomienda realizar la auscultación de las bases más solicitadas.

4.3 Modelación numérica de la estructura refuncionalizada

El modelo de elementos finitos original es modificado para representar la estructura refuncionalizada del edificio. Para ello se eliminan elementos que representan muros de mampostería a demoler, columnas del patio central, se agregan pórticos metálicos y núcleos de tabiques de hormigón destinados a resistir las solicitaciones laterales y rigidizar el edificio.

La Figura 5 muestra una comparación entre el modelo original y el modificado donde son evidentes todas las intervenciones proyectadas sobre la estructura y su adecuación con el planteo arquitectónico final.

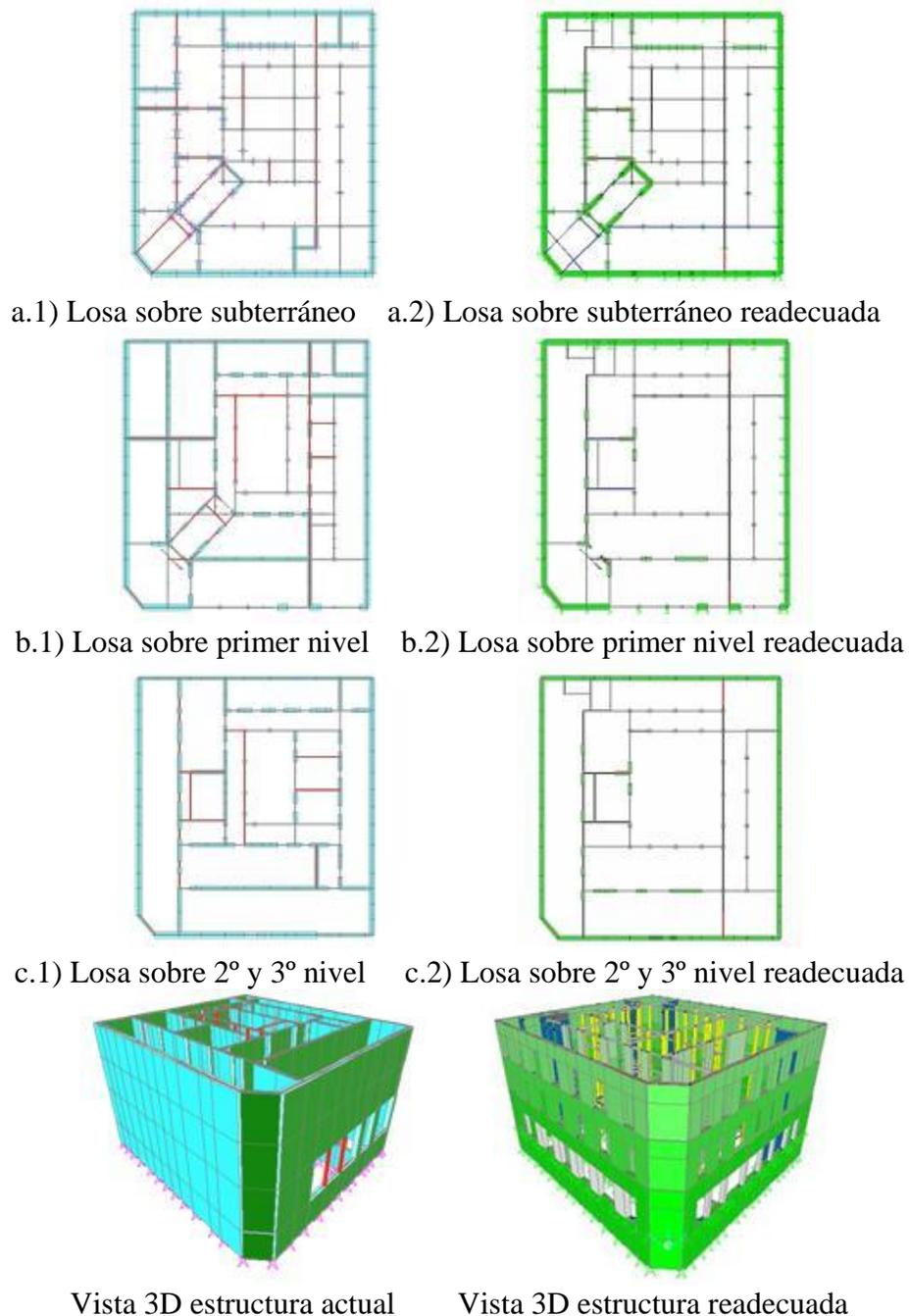


Figura 5. Comparación entre modelos numéricos.

4.4 Solicitaciones de diseño

4.4.1 Muros de Mampostería. Con respecto a las cargas gravitatorias, la diferencia más significativa es la eliminación de importantes paños de mampostería que constituye una diferencia del orden de 20000 kN. Asimismo, se diseñan núcleos de tabiques sismorresistentes cuya fundación es independiente de los cimientos y bases de la estructura original.

4.4.2 Losas de entrepiso y de cubierta. En cuanto a las losas se propone retirar el relleno por encima de las bovedillas hasta la altura superior de los perfiles, donde se proyecta una carpeta de compresión de 10cm de espesor la cual se diseña como un diafragma rígido.

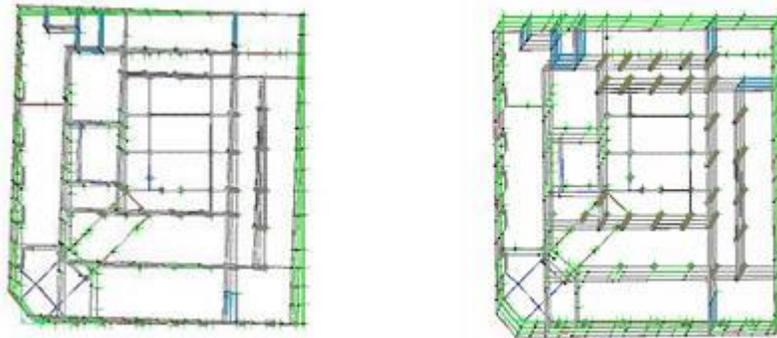
Para las losas se considera un incremento del peso propio debido a la ejecución de la carpeta, menos el relleno a remplazar, lo que representa un peso propio del orden de 4,6MPa. La sobrecarga de diseño se adopta igual a 3,5 MPa correspondiente a salones de reuniones sin asientos fijos y oficinas.

4.5 Análisis estructural

4.5.1 Análisis dinámico. Se realiza un análisis modal para determinar los períodos fundamentales de la estructura los cuales brindan información sobre la rigidez de la estructura y permiten definir las solicitaciones sísmicas de diseño. Los valores obtenidos son los siguientes: Modo traslacional (calle Bs. As.) 0,202 s y 0,451 s, Modo traslacional (calle San Jerónimo) 0,169 s y 0,352 s, Modo rotacional 0,128 s y 0,212 s.

Los resultados del análisis dinámico indican, como era esperado, una disminución en la rigidez lateral del edificio por la disminución de la densidad de mampostería. Sin embargo esta disminución de rigidez no genera problemas de distorsión por la elevada rigidez inicial.

En las figuras siguientes (Figura 6) se observa que el modo más afectado por el aumento de flexibilidad es el modo traslacional en el sentido de la calle Buenos Aires, donde se reduce la densidad de muros tanto en el interior como en fachada. En el sentido de calle San Jerónimo es evidente el beneficio logrado con los núcleos de tabiques de hormigón y el pórtico metálico.



a) Modo traslacional. $T_1=0.451$ s b) Modo traslacional. $T_2=0.352$ s

Figura 6. Modos de vibración de la estructura refuncionalizada.

4.5.2 Solicitaciones axiales en columnas. Se observa una disminución significativa de las cargas gravitatorias en las columnas, por lo que se descarta la necesidad de realizar submuraciones en las fundaciones existentes (Figura 7).

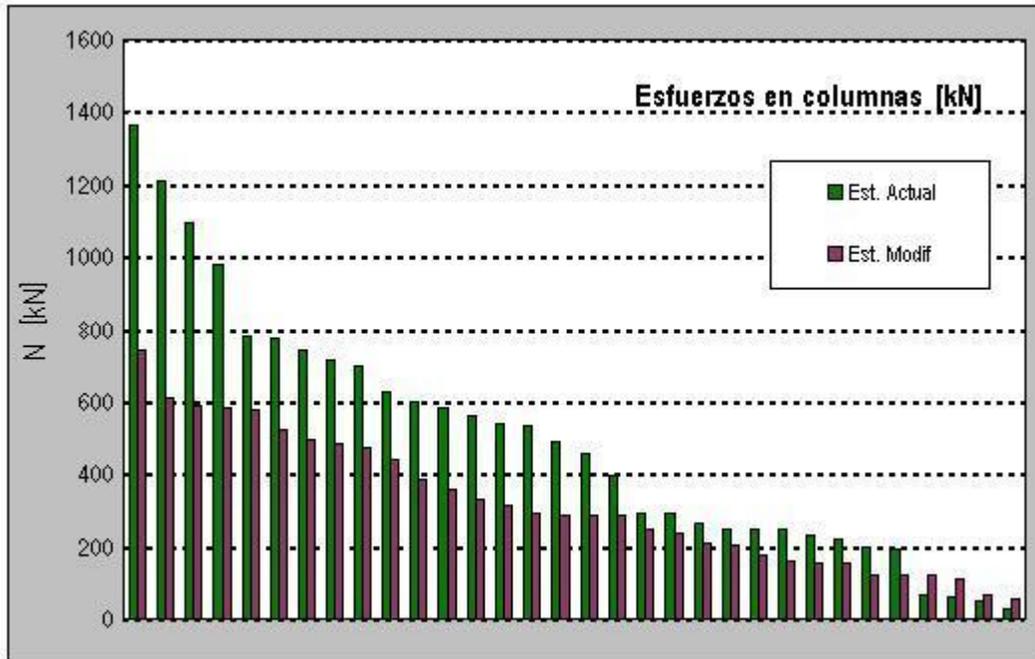


Figura 7. Esfuerzos axiales en columnas de subterráneo.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En la estructura existente los muros de mampostería soportan las acciones gravitatorias y también le confieren a la estructura la resistencia y rigidez necesarias para soportar las acciones laterales de viento y sismo. Por este motivo, no se puede realizar la demolición de los mismos sin antes construir la estructura resistente que los reemplace. Tampoco se puede pensar en un apuntalamiento generalizado del edificio porque este impediría trabajar en el interior del mismo. Ante esta situación, se propuso realizar demoliciones parciales en las zonas donde se construyen los nuevos núcleos de circulación vertical y también donde se amplía el patio central, y demoliciones localizadas que permitan ubicar las columnas metálicas nuevas.

Se deberá realizar el apuntalamiento que garantice la estabilidad de la estructura en estos sectores. Luego se comenzarán a construir las nuevas estructuras desde sus fundaciones. Se ejecutarán pozos romanos, tabiques, columnas y losas de hormigón armado, y columnas y vigas metálicas. En Figura 8 se muestra la nueva estructura en primer nivel.

Cuando las nuevas estructuras hayan alcanzado el nivel de la losa sobre tercer nivel (techo), se construirá sobre los perfiles metálicos de la misma una losa de hormigón armado convenientemente vinculada a la estructura resistente que funcionará como diafragma rígido horizontal.

En esta situación se podrán demoler los muros de tercer nivel para después ejecutar una losa de hormigón armado sobre el segundo nivel, luego se demuelen los muros sobre segundo nivel y con esta secuencia se llega hasta el subterráneo.

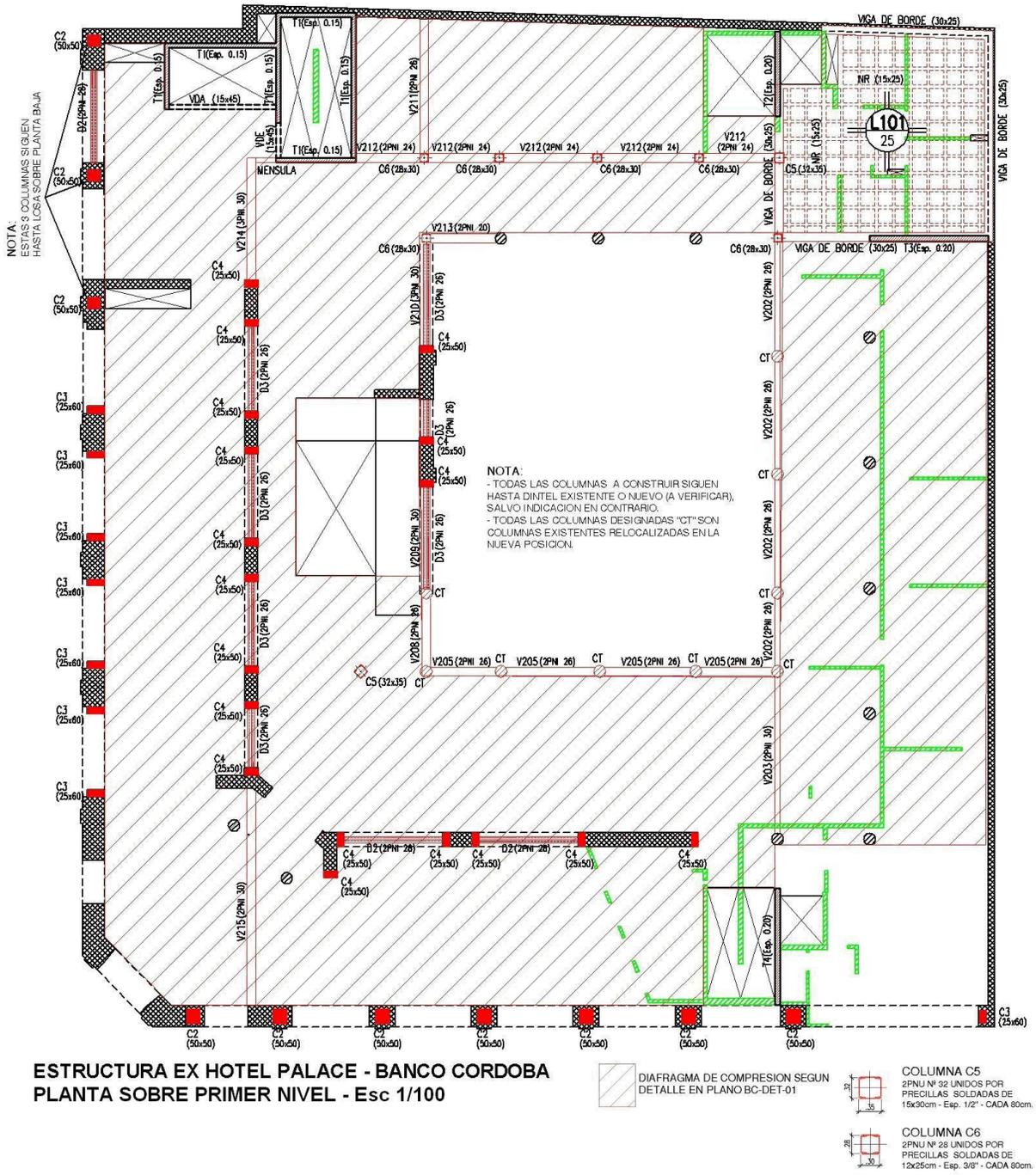


Figura 8. Plano de estructura nueva en primer nivel.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES

El análisis estructural realizado permite arribar a las siguientes conclusiones.

Se verifica que en todas las cimentaciones existentes las solicitaciones gravitatorias nuevas son menores que las cargas del edificio actual, ya que si bien se prevé la ejecución de un diafragma de hormigón de 10 cm en los diferentes niveles, los muros a demoler más el relleno que deberá eliminarse para ejecutar la carpeta de hormigón tienen un peso propio más significativo. La ejecución de las pasarelas peatonales más la cubierta cenital en el patio son de estructuras metálicas con un mucho menor peso que los sectores centrales a demoler.

Si bien la demolición de una cantidad significativa de muros resistentes representa una disminución de la rigidez lateral del edificio, los núcleos verticales de hormigón, los muros perimetrales que se conservan y refuerzan, más la ejecución de los diafragmas horizontales permiten garantizar que el edificio no presenta riesgos de estabilidad ni se superan los límites reglamentarios de distorsiones frente a solicitaciones sísmicas.

La verificación de las tensiones en los muros a conservar más la revisión estructural de los elementos existentes garantizan que la estructura refuncionalizada resiste con un adecuado margen de seguridad las solicitaciones originadas de la remodelación de la construcción.

6.1 Recomendaciones finales

- 1) Realizar inicialmente un relevamiento de la estructura resistente que nos permita identificar el funcionamiento de la misma ante las acciones de diseño. De esta manera se podrá proyectar adecuadamente la estructura del edificio refuncionalizado.
- 2) Poner especial atención en los procedimientos constructivos para que las modificaciones, refuerzos y los nuevos elementos estructurales sean razonablemente ejecutables y la obra tenga una factibilidad técnica y económica.

7. REFERENCIAS

Payer A., De Nápoli V., Hünicken D., Gattavara H. (2010), *Rehabilitación de la estructura de un antiguo hotel para su utilización como banco*, 21° Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina.

Reglamento CIRSOC 101 (1982), *Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de Estructuras de Edificios*, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 1982.

Reglamento CIRSOC 201 (1984), *Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Edición Julio 1982, Actualización 1984.

Reglamento CIRSOC 301 (1982) *Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios*, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 1982

Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (1991), *Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes*, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Agosto 1991.



Resistencia de concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c

R. G. Solís¹, E. I. Moreno¹, E. Arjona¹

¹Universidad Autónoma de Yucatán, Facultad de Ingeniería, Av. Industrias No Contaminantes S/N, Anillo Periférico Norte, Mérida, Yucatán, México. Email: tulich@tunku.uady.mx, emoreno@tunku.uady.mx, erickarjona@gmail.com

Información del artículo

Artículo recibido el 30 de Septiembre de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 14 de Diciembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2012

© 2012 Alconpat Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 1, Enero – Abril 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de última modificación: 30 de Enero de 2012.

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

RESUMEN

La resistencia del concreto depende de la calidad de la pasta de cemento y de las características de los agregados pétreos. La primera es controlada por la relación agua - cemento, mientras que las propiedades de los agregados generalmente no pueden ser manipuladas ya que se suele utilizar aquellos que están disponibles cerca de la construcción. En muchas regiones rocas con propiedades no deseables son utilizadas como agregado. Por lo tanto, el objetivo de este trabajo fue responder a la pregunta sobre cuál sería la máxima resistencia de diseño que se podría utilizar para concretos fabricados con un tipo específico de agregados obtenidos a partir de la trituración de roca caliza de alta absorción. Se probaron concretos con seis relaciones agua - cemento y dos tamaños de agregado grueso. Se concluyó que con los agregados estudiados es posible fabricar concretos de hasta 500 k/cm² de f'c.

Palabras clave: Absorción, agregados calizos, concreto, relación agua/cemento, resistencia.

ABSTRACT

Concrete strength depends on the cement paste quality and on the characteristics of the aggregates. The former is controlled by the water to cement ratio, while the properties of the aggregate, in general, cannot be manipulated as it is customary to employ the ones available near the construction site. In many regions rocks with no desirable properties are employed as aggregates. Therefore, the aim of this study was to answer the question about what would that be the maximum compressive strength attainable in concrete made with a specific type of aggregate obtained from crushed limestone of high absorption. Concrete mixtures involved six water to cement ratios and two sizes of coarse aggregate. It was concluded that with this type of aggregate it is possible to made concrete with compressive strength up to 500 k/cm² of f'c.

Key words: Absorption, compressive strength, concrete, limestone aggregate, water/cement ratio.

Autor de contacto: Romel G. Solís

1. INTRODUCCION

El concreto es una piedra artificial que está sujeta a esfuerzos internos que equilibran las cargas y otras acciones accidentales que reciben las construcciones durante su vida de servicio. Este material también está sometido a acciones que el medio ambiente le provoca, las cuales puede ocasionarle deterioros de carácter físico y/o químico, cuya consecuencia es una disminución en la vida útil, respecto a la que teóricamente podría permitirle su resistencia mecánica.

Siendo el concreto un material compuesto, su desempeño depende principalmente de la calidad de la pasta de cemento y de las características físico-químicas de las partículas de roca que componen el material.

La calidad de la pasta depende del volumen de productos hidratados que se generan a partir de las reacciones químicas de los compuestos que componen el cemento con el agua; este volumen a su vez depende de la relación entre el agua y el cemento (A/C) que se utilice en la mezcla y del tiempo que el material se conserve en condición húmeda. Con relaciones A/C bajas y un procedimiento adecuado de curado se minimiza la red de poros capilares y se obtiene una pasta de cemento de buena calidad (Neville y Brook, 1998).

Por su parte, las partículas de roca que son agregadas a la pasta de cemento –y conforman el mayor volumen del material– suelen tener características muy variables dependiendo del origen geológico de la roca madre; sean cualesquiera las propiedades físicas y químicas de ésta, la característica más importante que se esperaría de ella es que sea químicamente inerte respecto al cemento.

El concreto desde su origen como material de construcción masivo –hace aproximadamente un siglo– ha sido fabricado utilizando las rocas que se tienen disponibles en las diferentes regiones del mundo; a menos que la importancia de la obra justifique traerlo de otra región (González, 2010). Esto lo ha hecho relativamente económico, por lo que se ha convertido en el material de construcción más utilizado en el mundo (Hernández, 2008), por encima de otros más antiguos, o bien más resistentes, rígidos y dúctiles.

Los agregados más utilizados en el mundo provienen de depósitos naturales formados en cauces de ríos o llanuras inundables, y son relativamente baratos ya que generalmente no requieren de proceso industrial alguno; las partículas que conforman estos agregados naturales son predominantemente de cuarzo (Popovics, 1992). Sin embargo, existen también regiones que carecen de ríos, en donde se extraen las rocas madres que dan lugar a los agregados directamente de la corteza terrestre, utilizando explosivos y/o máquinas excavadoras; estas rocas posteriormente son fragmentadas por medio de trituración mecanizada. Este tipo de agregados se denominan triturados y requieren además de un proceso de cribado y clasificación de las partículas.

La Península de Yucatán en México es una extensa planicie –carente de ríos y lagunas– constituida por sedimentos calcáreos marinos, con características morfológicas bastantes uniformes. En esta región los agregados para el concreto se obtienen a partir de la extracción y trituración de la roca caliza, la cual es altamente porosa (Solís y Moreno, 2006). De acuerdo con estudios químicos reportados (Pacheco y Alonzo, 2003), estas rocas están constituidas principalmente de carbonato de calcio (77%) y de carbonato de magnesio (13%).

Pruebas mecánicas realizadas a estas rocas calizas han dado los siguientes valores medios: resistencia a la compresión 283 kg/cm², densidad relativa 2,17, absorción 7,11% y módulo de elasticidad 1 203 772 kg/cm² (Alonzo y Espinoza, 2003). En contraparte, rocas calizas de poca absorción suelen presentar resistencias a la compresión superiores a 1 000 kg/cm² (Ortíz et al., 1995).

Las características más notables de los agregados obtenidos a partir de este tipo de rocas son su alta absorción, su baja densidad y su gran porcentaje de partículas finas, todas ellas características que los hacen agregados relativamente deficientes. De acuerdo a trabajos publicados se puede estimar valores medios de estas propiedades de: 6,45%, 2,35 y 4,01%, respectivamente (Cerón et al., 1996; Solís et al., 2008).

El objetivo del estudio fue hacer una exploración sobre la máxima resistencia que se podría obtener en concretos fabricados usando un tipo específico de agregados calizos triturados de alta absorción, utilizando bajas relaciones A/C; lo anterior sin adicionar materiales puzolánicos, los cuales no son una opción económica en la región del estudio.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Se diseñaron ocho mezclas diferentes –utilizando el método del ACI 211 (ACI 211, 2001)– combinando seis relaciones A/C y dos tamaños máximos de agregado grueso (TMA), de manera no simétrica; las relaciones A/C (en masa) incluidas en el estudio fueron: 0,20, 0,25, 0,30, 0,35, 0,40, 0,45, y los TMA fueron: 9,5 mm y 19,1 mm.

Se utilizó cemento Portland compuesto de 30 MPa de resistencia (CPC-30) de fabricación mexicana, equivalente al Portland tipo I con adición de caliza (NMX-C-414-ONNCCE, 1999). Los agregados utilizados fueron del tipo calizo triturado; las propiedades físicas de la muestra utilizada se presentan en la Tabla 1. Para darles la fluidez necesaria a las mezclas se utilizó un reductor de agua de alto rango súper plastificante Tipo A (ASTM C-494) (ACI 211, 2001) libre de cloruros.

Tabla 1. Propiedades físicas de la muestra de agregados pétreos utilizados.

Agregado	Peso volumétrico seco suelto (kg/m ³)	Peso volumétrico seco compacto (kg/m ³)	Densidad relativa	Absorción (%)	Módulo de finura
Arena	1 398	-	2,42	5,1	2,83
Grava 9,5 mm	1 269	1 357	2,38	6,0	-
Grava 19,1 mm	1 197	1 239	2,28	8,0	-

Se utilizaron probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura moldeadas en laboratorio. El procedimiento de compactación del concreto fue por medio de vibración externa (ASTM C1176, 2008). Una vez endurecidas y desmoldeadas las probetas se curaron por inmersión hasta el día en que se realizaron las pruebas (ASTM C192/C192M, 2008), con excepción de aquellas que fueron probadas a 90 días de edad, en las cuales el curado húmedo finalizó a los 28 días; esto último para que tengan un curado estándar y considerando que es muy difícil que en las construcciones el curado pueda extenderse más allá de cuatro semanas.

Para cada lote de concreto fabricado se midió la resistencia a la compresión axial (ASTM C192/192M, 2008) a los 28 días –denominada en adelante como la resistencia–, y para aquellos con A/C de 0,25 y 0,30 se midió la resistencia también a 90 días. Por cada lote de concreto se realizaron cinco repeticiones a la medición de la resistencia; el procedimiento experimental fue duplicado. El análisis de los datos consistió en estadística descriptiva (media y desviación estándar).

3. RESULTADOS

En la Tabla 2 se presentan los valores promedio de la resistencia a 28 días, así como las cantidades de cemento utilizadas para cada lote de concreto fabricado. Se puede observar que el concreto que alcanzó la mayor resistencia a la compresión tuvo una relación A/C de 0,25, con 960 kg/m³ de cemento. La relación entre los agregados fino y grueso (en masa) de este lote fue 0,50, y se utilizó agregado grueso con TMA de 9,5 mm. Para esta mezcla se adicionó 18 ml de aditivo súper plastificante por m³ de cemento, y el revenimiento medido en ella fue de 8 cm. La resistencia de este lote de concreto a la edad de 28 días fue 556 kg/cm² con desviación estándar (σ) de 21,40 kg/cm². El promedio de la resistencia –a esta misma edad– de los tres lotes de concretos fabricados con la dosificación descrita fue de 542 kg/cm² con σ de 13,50 kg/cm².

Tabla 2. Resistencias a la compresión a 28 días, y principales parámetros de las mezclas.

A/C	TMA (mm)	Cantidad de cemento (kg/m ³)	Resistencia promedio (kg/cm ²)
0,20	9,5	1 300	550
0,20	9,5	1 300	514
0,25	19,1	960	434
0,25	19,1	960	480
0,25	19,1	960	448
0,25	9,5	1 040	529
0,25	9,5	960	556
0,25	9,5	866	542
0,30	19,1	800	412
0,30	19,1	800	415
0,30	19,1	1 040	467
0,30	9,5	866	488
0,30	9,5	800	453
0,35	19,1	628	391
0,35	19,1	628	431
0,40	19,1	537	334
0,40	19,1	537	377
0,45	19,1	466	307

A la edad de 90 días, la resistencia del concreto del lote arriba descrito fue de 603 kg/cm² con σ de 10,76 kg/cm²; ésta fue la mayor resistencia que se midió en el estudio. El promedio de la resistencia a esta misma edad de los tres lotes fabricados con esa dosificación fue de 585 kg/cm² con σ de 18,77 kg/cm².

Con relación a la cantidad de cemento utilizada por m³ de concreto, se observó que a partir de aproximadamente 850 kg/m³ los incrementos de cemento no produjeron aumentos en la resistencia a la compresión del material, aun cuando se hiciera variar la A/C (Figura 1).

Para aquellas relaciones A/C en los que se utilizaron los dos TMA, se puede observar en la Tabla 1 que se obtuvieron mayores resistencias con el agregado grueso de menor tamaño. Por ejemplo cuando se combinó el agregado de 9,5 mm y la A/C de 0,30 la resistencia fue aproximadamente igual a la que se obtuvo con agregado de 19,5 y A/C de 0,25.

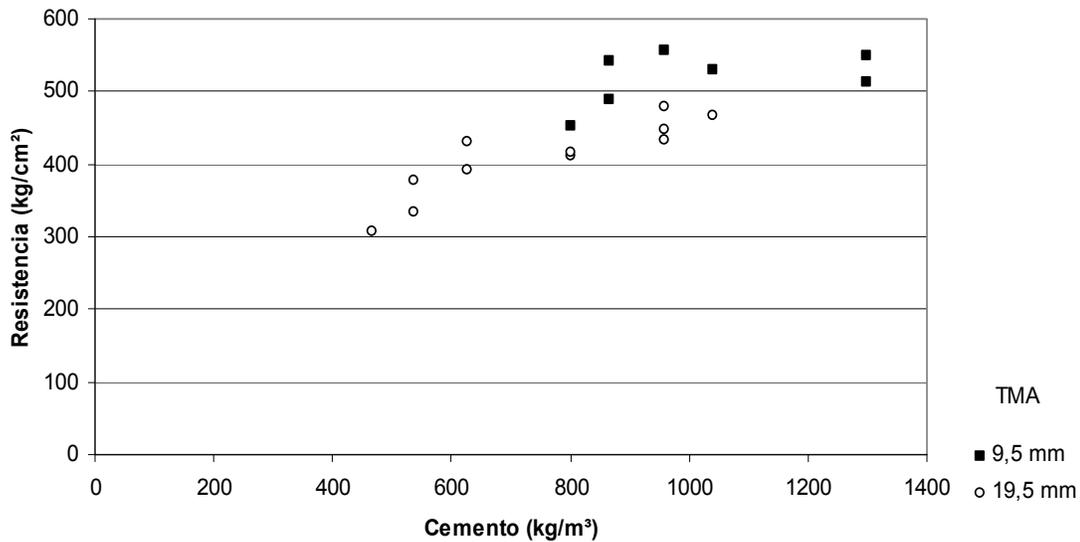


Figura 1. Resistencia a la compresión a 28 días obtenida para diferentes cantidades de cemento.

4. DISCUSIÓN

A pesar de que como se estableció en la introducción, este agregado calizo puede ser considerado deficiente por su alta absorción, se ha encontrado que la interacción química de las partículas de roca con la pasta de cemento puede conducir a un incremento en la fuerza de la adherencia entre éstas y los productos hidratados de cemento. A edades tempranas, la hidratación del cemento produce una gran cantidad de poros en la zona de interfase, lo que provoca una fuerza de adherencia débil; pero a mayor edad se ha observado que estos poros suelen llenarse con productos de hidratación posteriores, incrementándose la fuerza de adherencia (Tasong, 1999).

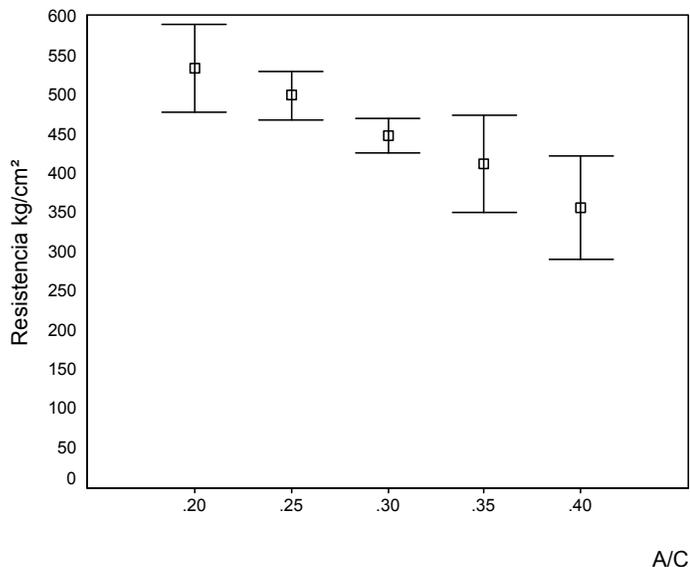
Por otra parte, resultados preliminares de estudios en proceso con este tipo de agregado (Terán, 2012) han mostrado que su alta porosidad le permite absorber una cantidad de agua durante el mezclado, misma que es liberada cuando el concreto pierde humedad como resultado de su exposición al medio ambiente. Esta liberación de agua permitiría la continuación del proceso de hidratación dando lugar a un curado de tipo interno (López et al., 2005).

Las mayores resistencias obtenidas en el presente estudio fueron aproximadamente 20% superior a las anteriormente publicadas para concretos fabricados con los mismos materiales: 447 kg/cm² a la edad de 28 días y de 483 kg/cm² a los 90 días (Chuc, 2005).

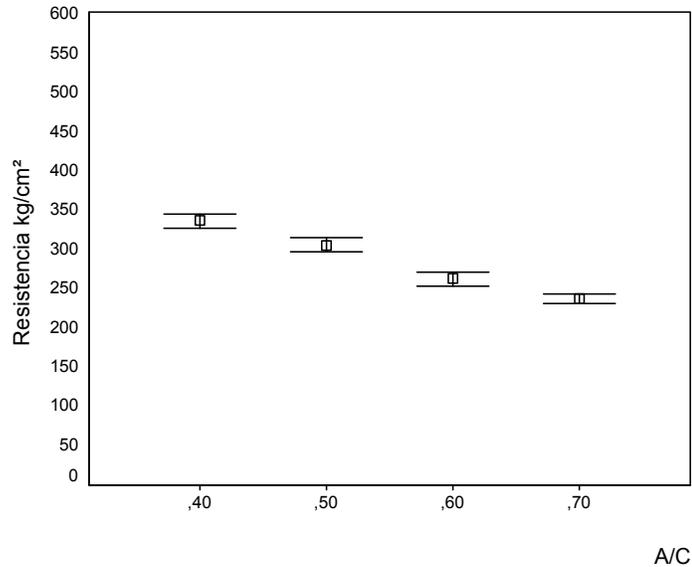
El hecho de que no se hayan observado incrementos en la resistencia del concreto al aumentar la cantidad de cemento más allá de 850 kg/m³ (haciendo variar la A/C de 0,30 a 0,20) pudiera significar que la roca caliza –altamente porosa– haya llegado a su límite de resistencia, por lo que no se obtendrían incrementos en la resistencia del material compuesto (pasta de cemento y agregados) por el hecho de incrementar la cantidad de cemento; o bien, que no es posible hidratar una mayor cantidad de cemento durante 28 días, aun en condiciones de saturación de la probeta, por lo que no mejoraría la relación gel/espacio.

Se observó que el agregado de menor tamaño produjo la mayor resistencia; lo anterior concuerda con estudios en los cuales se ha reportado que el rango de TMA recomendado para obtener los mejores resultados en concretos de alta resistencia es de 9,5 mm a 15,9 mm (ACI 363R, 2010), estando el agregado grueso de 19,5 mm fuera de este rango.

Este trabajo exploró sobre la máxima resistencia que se podría obtener en concretos fabricados con este tipo específico de agregado. Sin embargo, en términos prácticos, es poco conveniente utilizar contenidos de cemento tan altos como los que se presentan. Desde el punto de vista técnico, un alto contenido de cemento incrementa el fenómeno de la contracción, puede hacer crítica la cantidad de calor generado, y en algunos casos especiales, donde la resistencia a la abrasión sea un factor importante, puede disminuir la vida útil del elemento (Neville, 1999). Desde el punto de vista sustentable, se ha calculado que un 7% de las emisiones de dióxido de carbono se pueden atribuir a la industria del cemento, por lo que las tendencias actuales son limitar el contenido de cemento en el concreto, principalmente con la utilización de puzolanas (Malhotra, 1999). Y, desde el punto de vista económico, la ganancia en la resistencia obtenida en el presente estudio no justificó la utilización de altos contenidos de cemento por metro cúbico. Con respecto a la relación entre las variables A/C y resistencia promedio, Solís et al. publicaron para los mismos materiales las resistencias obtenidas a 28 días, para relaciones A/C entre 0,40 y 0,70 (Solís et al., 2008). La Figura 2 compara las resistencias promedios y sus bandas de confianza (95%) obtenidas tanto en el presente estudio, como en el que se publicó en 2008. Se observa que los resultados en ambos estudios son consistentes y se complementan permitiendo abarcar un amplio rango de A/C; las diferencias en la amplitud de las bandas de confianza entre ambos estudios se pueden explicar por la diferencia en los tamaños de las muestras.



a) Esta investigación.



b) Publicado por Solís *et al.* 2008).

Figura 2. Comparación de los promedios de las resistencias a 28 días medidas en este estudio con los reportados en estudio previo con los mismos materiales (95% de confianza).

5. CONCLUSIONES

Utilizando los agregados calizos bajo estudio, la máxima $f'c$ que se podría utilizar para el diseño de estructuras de concreto, sin considerar adiciones puzolánicas, es aproximadamente de 500 kg/cm^2 (suponiendo una σ en el proceso de producción de 30 kg/cm^2); con la cual se podría obtener a largo plazo una resistencia promedio de aproximadamente 600 kg/cm^2 . No se observó que la resistencia del concreto aumentara por incrementar la cantidad unitaria de cemento por arriba de 850 kg/cm^2 . Se obtuvieron mayores resistencias utilizando agregados de 9,5 mm, cuyo tamaño es menor que el que usualmente se usa para la mayoría de las estructuras hechas con concreto normal.

6. REFERENCIAS

- ACI 211 (2001), *Proporcionamiento de mezclas de concreto normal, pesado y masivo*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A.
- ACI 363R-10 (2010), *Report on High-strength Concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A.
- Alonzo L. y Espinosa L. (2003), *Estudio de las propiedades de la roca caliza de Yucatán*. Ingeniería Revista Académica, Facultad de Ingeniería Universidad Autónoma de Yucatán, Vol. 7, Núm. 1 (27-36).
- ASTM (2008), *ASTM Volume 04.02 Concrete and Aggregates*. Edition 2006, American Society for Testing and Materials.
- Cerón M., Duarte F. y Castillo W. (1996), *Propiedades físicas de los agregados pétreos de la Ciudad de Mérida*. Boletín Académico de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán, Núm. 31 (27-40).

- Chuc N. (2005), *Estudio de un aditivo reductor de agua aplicado al concreto en clima cálido subhúmedo con agregados calizos de la Península de Yucatán*. Tesis inédita de Maestría, Universidad Autónoma de Yucatán.
- González J. F. (2010), *Un puente muy especial*. Construcción y Tecnología, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Núm. 271 (diciembre).
- Hernández S. (2008), *Diseño sustentable de materiales de construcción; caso del concreto de matriz de cemento Portland*. Ciencia Ergo Sum, Universidad Autónoma del Estado de México, Vol. 15, Núm. 3 (306-310).
- López M., Kahn L. y Kurtis K. (2005), *Curado interno en hormigones de alto desempeño: Un nuevo paradigma*. Revista Ingeniería de Construcción, Pontificia Universidad Católica de Chile, Vol. 20, Núm. 2 (117-126).
- Malhotra M. (1999), *Making concrete greener with fly ash*. Concrete International. Vol. 21, Núm. 5 (61-66).
- Neville A. (1999), *Tecnología del Concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México, D.F.
- Neville A. y Brook J. (1998), *Concrete Technology*. Addison Wesley Longman Limited (England).
- ONNCCE (1999), *NMX-C-414-ONNCCE-1999 Industria de la construcción – Cementos hidráulicos – Especificaciones y métodos de prueba*.
- Ortiz P., Guerrero M. y Galán E. (1995), *Caracterización petrográfica y geoquímica de las calizas de la Sierra Estepa (Sevilla) y evaluación de la calidad técnica como materiales de construcción*. Estudios Geológicos, Vol. 51, Núm. 5.
- Pacheco J. y Alonzo L. (2003), *Caracterización del material calizo de la Formación Carrillo Puerto en Yucatán*. Ingeniería Revista Académica, Facultad de Ingeniería Universidad Autónoma de Yucatán, Vol. 7, Núm. 1 (7-19).
- Popovics S. (1992), *Concrete Materials: properties, specifications, and testing*. Second Edition, Noyes Publications, New Jersey, U.S.A.
- Solís R. y Moreno E. (2006), *Análisis de la porosidad del concreto con agregado calizo*. Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, Vol. 21, Núm. 3 (57-68).
- Solís R., Moreno E. y Arcudia C. (2008), *Estudio de la resistencia del concreto por el efecto combinado de la relación agua-cemento, la relación grava-arena y el origen de los agregados*. Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Vol. 31, Núm. 3 (213-224).
- Tasong W. (1999), *Aggregate-cement paste interface*. Cement and Concrete Research, Vol. 29, Núm. 7 (1019-1025).
- Terán L. (2012), *Efecto de la absorción de los agregados en el curado del concreto bajo condiciones de clima cálido sub-húmedo*. Reporte preliminar. Universidad Autónoma de Yucatán. Facultad de Ingeniería.



El capital humano como factor determinante en la calidad de las obras

E. L. Córdova Nativi¹

¹ Fondo de Conservación Vial de El Salvador (FOVIAL), km. 10 ½ Carretera al Puerto de la Libertad, El Salvador. Email: ecordova@fovial.com

Información del artículo

Artículo recibido el 1 de Octubre de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de Diciembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2012

© 2012 Alconpat Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 1, Enero – Abril 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de última modificación: 30 de Enero de 2012.

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

RESUMEN

En el año 2007, con el objetivo de contar con una Unidad que dé seguimiento y asistencia técnica al control y aseguramiento de la calidad de las obras que ejecuta el Fondo de Conservación Vial de El Salvador (FOVIAL)⁽¹⁾, se crea dentro de la institución, la Unidad de Asesoría de la Calidad.

En el 2008, la Unidad de Asesoría de la Calidad, en la búsqueda de la mejora continua, inicia un programa piloto orientado a la actualización de conocimientos que contribuyan a enriquecer el nivel técnico del personal de las empresas supervisoras y contratistas que laboran en proyectos del programa de mantenimiento periódico. Habiéndose obtenido buenos resultados, se extiende a todos los programas de mantenimiento.

En este documento se incluyen detalles del programa de capacitación e investigaciones aplicadas implementado por FOVIAL y los logros obtenidos en la calidad de las obras, a través de la formación técnica del capital humano.

Palabras clave: Capital humano, Capacitación, Investigaciones, Calidad

ABSTRACT

Quality Assistance Unit is a Technical Department of Fondo de Conservación Vial (FOVIAL- El Salvador), created in 2007 to monitoring and technical attendance to Quality Control and Quality Assurance to all of FOVIAL maintenance projects.

In 2008, according to continuous improvement, Quality Assistance Unit started a pilot program directed toward updating of knowledge, contributing to enrich the technical level of Supervisors and Contractors Companies, who have periodic maintenance contracts of pavement roads. Having obtained very good results in this pilot program, it is decided to extend to all of the FOVIAL projects.

This document includes details of the training program and applied researches carried out by FOVIAL and achievements obtained in quality works, through the technical training of human resource.

Key words: Human Resource, Training, Research, Quality

Autor de contacto: E. L. Córdova Nativi

1. INTRODUCCION

La creciente demanda de proporcionar mantenimiento a la red vial, la necesidad de mejorar el deficiente desempeño y la escases de fondos, hacen evidente la necesidad de mejorar la calidad en la ejecución de las obras y la optimización de recursos.

Habiendo analizado las diferentes causas de las deficiencias en la calidad de las obras, se detectó que el factor humano guarda una relación directa con el desempeño adecuado de la obra ejecutada, y que muchos de los errores cometidos, han sido producto del desconocimiento en temas referentes al control de calidad en la ejecución de las obras. Con la finalidad de disminuir el volumen de obra No Conforme⁽¹⁾, el FOVIAL cuenta a la fecha con un programa de capacitación continua dirigido al personal que labora en los diferentes programas de mantenimiento.

2. PROGRAMA DE CAPACITACION

El programa de capacitación implementado por FOVIAL se basa en la identificación y determinación de requerimientos técnicos de los programas de mantenimiento vial que lleva a cabo la institución. A la vez que se considera como una finalidad primordial, brindar a los profesionales que laboran en los diferentes proyectos, los conocimientos técnicos necesarios para la toma de decisiones, que conlleven a la mejora de los procesos constructivos y por consiguiente, el logro de buenos resultados. En este sentido, el programa de capacitación implementado por FOVIAL se fundamenta en tres aspectos básicos: el enfoque de los conocimientos, la metodología de enseñanza-aprendizaje empleada para impartir los conocimientos y la evaluación, los cuales se explican a continuación:

2.1 Enfoque de conocimientos

Para formular el enfoque del programa de capacitación, se determinó cuales conocimientos era necesario reforzar, en este sentido, en el segundo semestre del año 2007, aprovechando las inspecciones periódicas realizadas a los proyectos, se realizó un sondeo acerca de las deficiencias ocurridas con mayor frecuencia y sus posibles causas, detectándose las descritas en la tabla 1:

Tabla 1. Deficiencias detectadas en los proyectos de mantenimiento vial (año 2007)

Deficiencias detectadas.	Causas probables.
<ul style="list-style-type: none"> - Grado de compactación menor al requerido y acabado deficiente de la carpeta de mezcla asfáltica. - Procesos inadecuados en la construcción de pavimentos rígidos y ensayos de laboratorio. - Resultados deficientes en los procesos de estabilización de suelos con cemento y reciclado de pavimentos flexibles con cemento. - Resultados inadecuados en los procesos de balastado de las vías. - Deficiencias debidas a materiales fuera de especificación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Problemas de logística. - Desconocimiento de la técnica y sus limitantes. - Prácticas inadecuadas en el proceso de muestreo y ensayo.

⁽¹⁾ Obra No Conforme: producto que no cumple con los requerimientos de calidad especificados para el proyecto.

Adicionalmente, en el periodo comprendido entre mayo y julio del año 2008, se realizó un análisis estadístico de No Conformidades⁽²⁾ impuestas a obra que no cumplía con los parámetros de calidad requeridos por FOVIAL, dicho análisis reforzó el sondeo realizado en el año 2007, obteniéndose los siguientes datos:

- De un total de 63 No Conformidades impuestas en este periodo, 36% de las No Conformidades se daban en la actividad de balastado de vías no pavimentadas y el 33% correspondía a la actividad de mantenimiento de pavimentos flexibles. Figura 1.



Figura 1. Representación del análisis estadístico general de No Conformidades, vías pavimentadas y vías no pavimentadas

- En el mantenimiento de vías pavimentadas, el 81% de las No Conformidades eran originadas por proceso constructivo inadecuado y el 19% eran originadas por materiales que no cumplían con la especificación técnica. Figura 2.
- En el mantenimiento de vías no pavimentadas, el 96% de las No Conformidades eran originadas por procesos constructivos inadecuados y el 4% eran originadas por materiales fuera de especificación técnica. Figura 3.

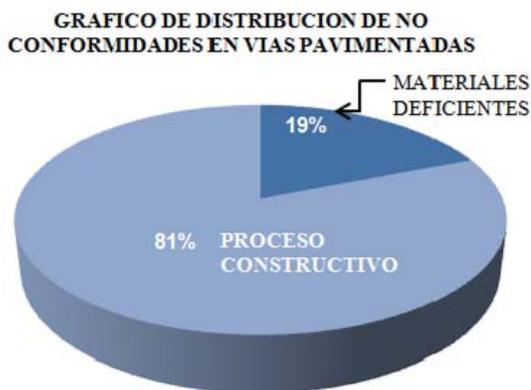


Figura 2. Representación del análisis estadístico de No Conformidades en vías pavimentadas

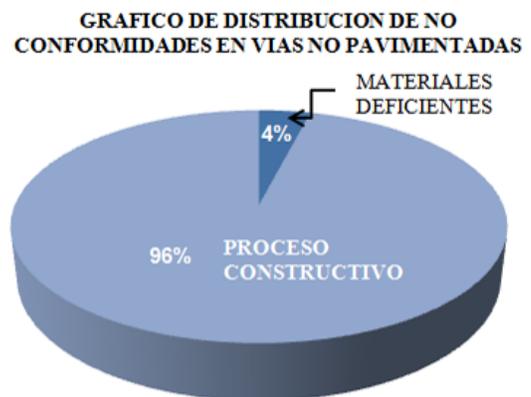


Figura 3. Representación del análisis estadístico de No Conformidades en vías no pavimentadas

⁽²⁾ No Conformidad: estatus de un producto que no cumple con los requerimientos de calidad especificados para el proyecto. Al cual se da el respectivo tratamiento, tomando como referencia la Norma ISO 9001.

Tomando como base la información antes expuesta, FOVIAL dio inicio al programa de capacitación en el año 2008, basándose en la necesidad de disminuir el producto No Conforme, mediante la mejora de la capacidad técnica de los profesionales que laboran en los diferentes programas de mantenimiento vial. Para ello, se plantearon dos líneas de capacitación, las cuales se describen a continuación:

- Capacitaciones sobre la “Implementación del Sistema de Control de Calidad”, con lo cual se busca inculcar una cultura de calidad a los profesionales de las empresas contratistas y supervisoras, mediante la implementación del Plan de Control de Calidad y Guía sobre el manejo de la información de control de calidad que se origina en los proyectos.
- Capacitaciones relacionadas con conceptos sobre: diseño, construcción y supervisión de pavimentos rígidos y flexibles, estabilización de suelos utilizando diferentes técnicas, reciclado de pavimentos flexibles, entre otros. Figuras 4 y 5.



Figura 4. Instante en que se imparten conceptos relacionados con el diseño y construcción de pavimentos flexibles.



Figura 5. Instante en que se imparten conceptos relacionados con el proceso constructivo de estabilización de suelos.

2.2 Metodología de enseñanza- aprendizaje

El proceso de enseñanza-aprendizaje llevado a cabo mediante el programa de capacitación del FOVIAL, consiste en un proceso dinámico, en el cual se asigna al profesional un papel activo, considerándolo sujeto y no objeto del proceso; a fin de estimular al profesional en su proceso de actualización de conocimientos, lo cual conlleva implícitamente a la ejecución de obras con mejor calidad. En definitiva, la metodología del programa de capacitación del FOVIAL se divide en tres momentos básicos, que se describen a continuación:

2.2.1 Facilitación de herramientas para el control de calidad. Estas capacitaciones son facilitadas por personal del área de Asesoría de la Calidad del FOVIAL y su contenido gira alrededor de la siguiente temática:

- Implementación del Plan de Control de Calidad, el cual constituye la herramienta para llevar a cabo el control y el aseguramiento de la calidad de las obras, con el objetivo de guiar al profesional en aspectos relacionados con el manejo de obra No Conforme, implementación de correcciones y acciones preventivas, y seguimiento del proyecto por medio de inspecciones preparatorias, inspecciones iniciales e inspecciones de seguimiento, entre otros.
- Guía sobre el manejo de la información de control de calidad generada en el proyecto, resolución de inquietudes sobre aspectos relacionados con las condiciones técnicas de los proyectos, interpretación de resultados de ensayos realizados a los diferentes materiales

utilizados, análisis estadístico de resultados de ensayos realizados y presentación de informes técnicos.

2.2.2 Fortalecimiento de conocimientos técnicos. Se desarrolla por medio de charlas técnicas, enfocadas a brindar una actualización de conocimientos relacionados con el diseño, construcción y supervisión de pavimentos rígidos y flexibles, estabilización de suelos, reciclado de pavimentos, entre otros. Durante estas charlas se promueve la participación de los profesionales en etapas demostrativas de ensayos, de procesos constructivos y de preguntas y respuestas, a fin de hacer más dinámico el proceso de enseñanza -aprendizaje, logrando una retroalimentación a todos los interesados. Cabe mencionar, que en este caso se cuenta con la colaboración de entidades expertas en temas relacionados con el mantenimiento vial, con algunas de las cuales FOVIAL ya se ha establecido convenios de colaboración. Figuras 6 y 7.



Figura 6. Etapa de preguntas y respuestas durante charla técnica.



Figura 7. Demostración práctica realizada durante charla técnica.

2.2.3 Investigaciones aplicadas. En esta etapa, la teoría es puesta en práctica, mediante la construcción de tramos de prueba aplicando diferentes técnicas tradicionales y no tradicionales en nuestro país, que permitan atender de manera óptima las necesidades de mantenimiento de la red vial, tales como: estabilización de suelos, reciclado de pavimentos flexibles y tratamientos superficiales.

El proceso de investigación aplicada inicia con la elección del sitio a intervenir, continua con el muestreo y ensayo de materiales, para la elaboración de diseños de mezclas, construcción del tramo de prueba y su posterior seguimiento de desempeño. Como puede observarse, para llevar a cabo esta etapa del proceso de enseñanza-aprendizaje, además de contar con los conocimientos técnicos necesarios, se requiere una adecuada coordinación entre los profesionales y personal de campo de contratista, supervisor, entidades expertas en el tema y personal técnico de FOVIAL, y en algunos casos con entidades donantes.

Un ejemplo del proceso de investigación aplicada, ejecutada por FOVIAL, es el realizado en Suchitoto, Departamento de Cuscatlán, donde unieron esfuerzos personal técnico de FOVIAL, personal de las empresas constructora y supervisora, entidades expertas en el tema de estabilización de suelos compresibles y entidades donantes de cementantes, para dar inicio a la investigación sobre el desempeño de tramos de prueba construidos en vías no pavimentadas, en los cuales se estabilizaron suelos con características plásticas por medio de técnicas, tales como:

Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (PUAD)⁽³⁾, Estabilización con Cal, Estabilización con Cal y Cemento, Estabilización con Emulsión Asfáltica y Estabilización Mecánica con Balastado. Figuras 8 y 9.



Figura 8. Tramo de vía antes de la construcción de un tramo de prueba de estabilización de suelo con características plásticas.



Figura 9. Tramo de vía después de la construcción de un tramo de prueba de estabilización de suelo con características plásticas.

Es de importancia mencionar, que la realización de este tipo de actividad proporciona al profesional un beneficio adicional (la satisfacción personal), ya que además de poner en práctica los conocimientos adquiridos y comprobar el buen desempeño de la obra realizada, implícitamente contribuye a la conservación del medio ambiente y a mejorar las condiciones de vida de los habitantes de la zona intervenida, que son personas de bajos recursos. Figuras 10 y 11.



Figura 10. Niños beneficiados con la construcción de tramos de prueba, realizados sobre la ruta que conduce a su escuela.



Figura 11. Personal de empresas contratistas y supervisoras, satisfechos de haber realizado la construcción de un tramo de prueba.

⁽³⁾ PUAD consiste en la construcción de una estructura de pavimento formada por el suelo existente en el camino, mezclado con un porcentaje de cemento obtenido según diseño de mezcla (usualmente entre 10% y 20% en peso), que forma una sola capa compactada diseñada para soportar las cargas y el desgaste producido por el tráfico vehicular.

2.3 Evaluación del programa de enseñanza- aprendizaje.

La evaluación de este programa permite evidenciar si la intervención llevada a cabo es correcta y eficaz. Por tanto, dicha evaluación no es un acto puntual, sino que sirve para una mejora continuada del programa, entendida como un proceso en constante retroalimentación.

La evaluación de la efectividad del proceso de enseñanza aprendizaje ha sido realizada en forma cualitativa y cuantitativa, la cual se describen a continuación:

2.3.1 Evaluación Cualitativa: Cambio de actitud. El cambio de actitud de los profesionales que participan en el programa de capacitación de FOVIAL, se ha visto reflejada en una forma muy positiva, tal como se describe a continuación:

- El profesional participa activamente en el proceso de capacitación, solicita ser invitado a estas capacitaciones y sugiere temas de interés. Existe un mayor acercamiento entre el profesional y personal al interior de FOVIAL, a fin de dilucidar dudas sobre aspectos técnicos.
- A la fecha, ya existen varias experiencias en las que el profesional ha realizado una réplica de los conocimientos adquiridos, proponiendo otras alternativas a las tradicionalmente utilizadas, construye tramos de prueba en sus respectivos proyectos e invita a que se le de acompañamiento en el desarrollo de estos.
- Existe un mayor acercamiento por parte de entidades expertas en temas relacionados al mantenimiento vial, con el objetivo de colaborar en el tema de capacitación, al grado que FOVIAL ya ha firmado convenios con algunas de estas entidades.
- La información de control de calidad generada en los proyectos, presentada al FOVIAL, ha mejorado sustancialmente en contenido y forma.
- Existe un mayor interés, por parte de las empresas contratistas y supervisoras, en el tema de la cultura de calidad. Se evidencia un mayor interés en mantener un nivel de efectividad de sus procesos constructivos, llevando un detallado análisis estadístico de los mismos.

2.3.2 Evaluación cuantitativa: Cambio de aptitud. En referencia al cambio de aptitud del profesional, esta se refleja en la efectividad de los procesos constructivos realizados. Para realizar dicha cuantificación se continuó con el registro de No Conformidades durante el periodo comprendido entre los años 2009 al 2011.

A continuación se describen algunos datos de interés correspondientes al análisis estadístico de No Conformidades, llevado a cabo en el año 2011:

- Las No Conformidades impuestas en el año 2011 fue de 120 (promedio de 40 No conformidades por trimestre), siendo esta cantidad inferior a las 63 No conformidades impuestas en el trimestre comprendido entre mayo a julio de 2008.
- En el análisis estadístico realizado a la obra ejecutada en vías pavimentadas en el año 2011, se observó que de un total de 11,819 muestras de obra ensayada, únicamente 80 fueron objeto de No Conformidad, lo cual representa el 0.69% de obra No Conforme. Figura 12.
- En el análisis estadístico realizado a la obra ejecutada en vías no pavimentadas en el año 2011, se evidencio que de un total de 8,255 muestras de obra ensayada, solamente 40 fueron objeto de No Conformidad, lo cual representa el 0.49% de obra No Conforme. Figura 13.
- En ambos gráficos se observa que el porcentaje de producto No Conforme es poco significativo en relación al tamaño del lote muestreado.

GRAFICO DE ESTATUS DE OBRA REALIZADA DURANTE EL MANTENIMIENTO DE VIAS PAVIMENTADAS. AÑO 2011

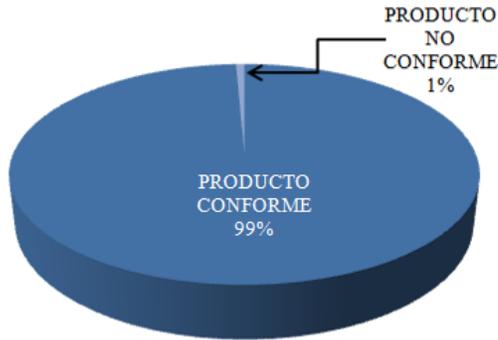


Figura 12. Representación gráfica del análisis estadístico de producto No Conforme en el mantenimiento de vías pavimentadas, llevado a cabo durante el año 2011.

GRAFICO DE ESTATUS DE OBRA REALIZADA DURANTE EL MANTENIMIENTO DE VIAS NO PAVIMENTADAS. AÑO 2011

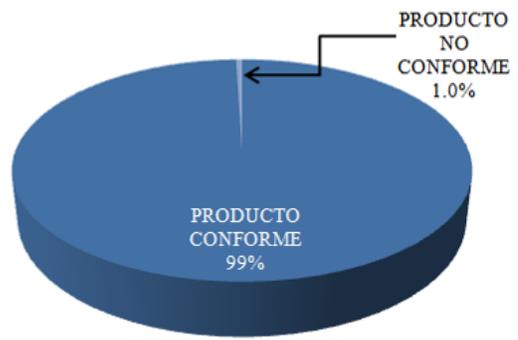


Figura 13. Representación gráfica del análisis estadístico de producto No Conforme en el mantenimiento de vías no pavimentadas, llevado a cabo durante el año 2011.

3. CONCLUSIONES.

- El proceso de capacitación de los profesionales ha sido determinante en la mejora de los procesos constructivos realizados, y por consiguiente, en la calidad de la obra construida.
- La adquisición de conocimientos sobre diferentes técnicas constructivas, ha permitido al profesional optimizar los recursos y brindar un mejor aporte al mantenimiento de la red vial de El Salvador.
- El programa de capacitación del FOVIAL, además de proporcionar las herramientas básicas para un efectivo y eficaz control de calidad de las obras, ha logrado mejorar la interrelación entre todas las partes involucradas en cada una de las obras que se ejecutan.

4. AGRADECIMIENTOS

El Fondo de Conservación Vial de El Salvador (FOVIAL) agradece el apoyo técnico, logístico y donaciones recibidas de HORCALSA (Cementos Progreso de Guatemala), Asfaltos de Centroamérica S.A de C.V. (ASFALCA), HOLCIM e Instituto Salvadoreño del Cemento y el Concreto (ISCYC), empresas contratistas y supervisoras.

5. REFERENCIAS

ISO 9000:2005, *Sistema de Gestión de la Calidad. Fundamentos y vocabulario.*

ISO 9001:2008, *Sistema de Gestión de la Calidad. Requisitos.*

ISO 2004:2009, *Guía para el Éxito Sostenido de una Organización: Enfoque de Gestión de la Calidad.*

Plan de Control de Calidad del Fondo de Conservación Vial de El Salvador.



Colapso de la cubierta metálica de un polideportivo; patologías singulares y recurrentes

V. Alegre¹, V. Ródenas¹, S. Villalba²

¹COTCA, S.A. Calle Tuset, 8. 08006 Barcelona, España, Email: vicente@cotca.com, patologia@cotca.com

²CRACK. Ingeniería Catalana, S.L. Calle Tuset, 8. 08006 Barcelona, España. Email: svillalba@crack-ingenieria.cat

Información del artículo

Artículo recibido el 02 de Diciembre de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 05 de Enero de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2012

© 2012 Alconpat Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 1, Enero – Abril 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de última modificación: 30 de Enero de 2012.

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

RESUMEN

En ocasiones se producen patologías que aun siendo singulares como es el caso que se presenta, ya se han producido anteriormente, y pese a ello, no se ha sabido transmitir las enseñanzas de esas tipologías de daños, y vuelven a repetirse. Se quiere hacer resaltar que los estudios de daños han de servir para implementar en la normativa los requerimientos necesarios para alejarnos de situaciones de riesgo.

Se presenta el colapso de una cubierta espacial metálica con barras de acero inoxidable de sección circular con uniones simplemente ensambladas en sus extremos en una barra que hace las veces de nudo.

Palabras clave: Pandeo local y global, cubierta espacial metálica, siniestros, patologías recurrentes.

ABSTRACT

Non common pathologies can be presented occasionally and recurrently as in this case study. This happens especially because of a lack of knowledge transmission. Most damage studies must serve to prepare standards and documents to avoid risk situations.

It is presented the collapse of a space frame roof with circular stainless steel bars with joints of stainless steel which threads the extremes of the space frame bars.

Key words: Local and global buckling space frame roof, disasters, repeated pathology

Autor de contacto: Vicente Alegre

1. LOS SINIESTROS UN AVANCE EN LOS ESTUDIOS DE DAÑOS

Al igual que las guerras (con todo lo que tienen de negativo) han supuesto un impulso importante al avance tecnológico; de forma recurrente los colapsos y las catástrofes han ayudado a desarrollar de forma acelerada la solución a problemas desconocidos o no resueltos. Es el caso de los barcos Liberty cuyas roturas supusieron un impulso al conocimiento y desarrollo de las uniones soldadas de estructuras metálicas, o el puente de Tacoma Narrows que impulsó el estudio de las acciones dinámicas del viento, o los sucesivos terremotos que han impulsado el conocimiento de los recursos antisísmicos. El último ejemplo será el tsunami y terremoto del Japón, que ya está suponiendo un ajuste en los sistemas de seguridad de las centrales nucleares, para mejorar el comportamiento ante situaciones de riesgo quizás no contempladas hasta ahora, y de las cuales da aviso periódicamente la naturaleza, obligando a revisar normativas, y protocolos de actuación.

A otra escala más local, situaciones como el colapso de una forjado de cubierta de viguetas de cemento aluminoso que causó una muerte, o el hundimiento en la Estación del Carmelo al producirse una chimenea, que causó alarma social; han supuesto una decena de Documentos de Idoneidad Técnica para refuerzo de forjados, y una mejora en el control de las obras de infraestructuras. Sin embargo el mayor avance ha sido la sensibilidad social ante este tipo de situaciones obligando a la Administración a una prudencia a veces excesiva, ante este “síndrome de sensibilidad constructiva”.

Un camino importante, que hasta la fecha no parece tener éxito, consiste en la divulgación didáctica de estos siniestros. Existen multitud de libros de patología (Levy y Saldavory, 1992; Calavera, 1996; Delatte, 2009) que relatan las casuísticas de daños más “impactantes” y más comunes, que deberían ser materia de enseñanza para no “caer dos veces en la misma piedra”.

A pesar de que se hayan divulgado, hay una serie de comportamientos que continúan resultando patológicos, y a pesar de haberse estudiado y explicado con anterioridad, se siguen repitiendo sin que, en ocasiones, la magnitud del drama haya podido hacer mella en los técnicos intervinientes, que se continúan olvidando de determinadas situaciones de riesgo y estados límites de las estructuras.

Los colapsos en general, desde el punto de vista técnico, abren a la luz estados límites últimos y de servicio no suficientemente estudiados o tenidos en cuenta en esos casos concretos, que deben ser suficientemente divulgados para que no se repitan. El último ejemplo importante es haber tenido en cuenta en la central nuclear de Fukushima el grado sísmico IX de un terremoto, pero no considerar de forma concomitante el tsunami de 10 m de altura (se había considerado una altura de ola menor).

2. EL EJEMPLO DEL PANDEO DE BARRAS COMPRIMIDAS

Un ejemplo ya clásico que se repite desde su origen es la necesidad de tener en cuenta el pandeo de barras comprimidas, el efecto P- δ ha sido estudiado hasta la saciedad desde Euler (1759). Es difícil ver problemas de pandeo en pilares estructurales, pero ya no es tan difícil ver esos problemas en estructuras metálicas auxiliares (apuntalamientos) donde a pesar de que un puntal se ha de diseñar para una altura determinada y una carga, en ocasiones se supera la altura y al no tenerse en cuenta, el apuntalamiento falla por pandeo.

En la misma línea, de olvidarse de esta circunstancia, están las barras comprimidas que forman parte de una celosía metálica. Olvidarse por la razón que sea de este efecto da lugar a riesgos de colapsos importantes como el Quebec Bridge que mientras se realizaba en 1907 colapsó causando 75 muertos.

La causa principal del colapso fue el pandeo de la barra comprimida (curva) junto a los pilares del puente.

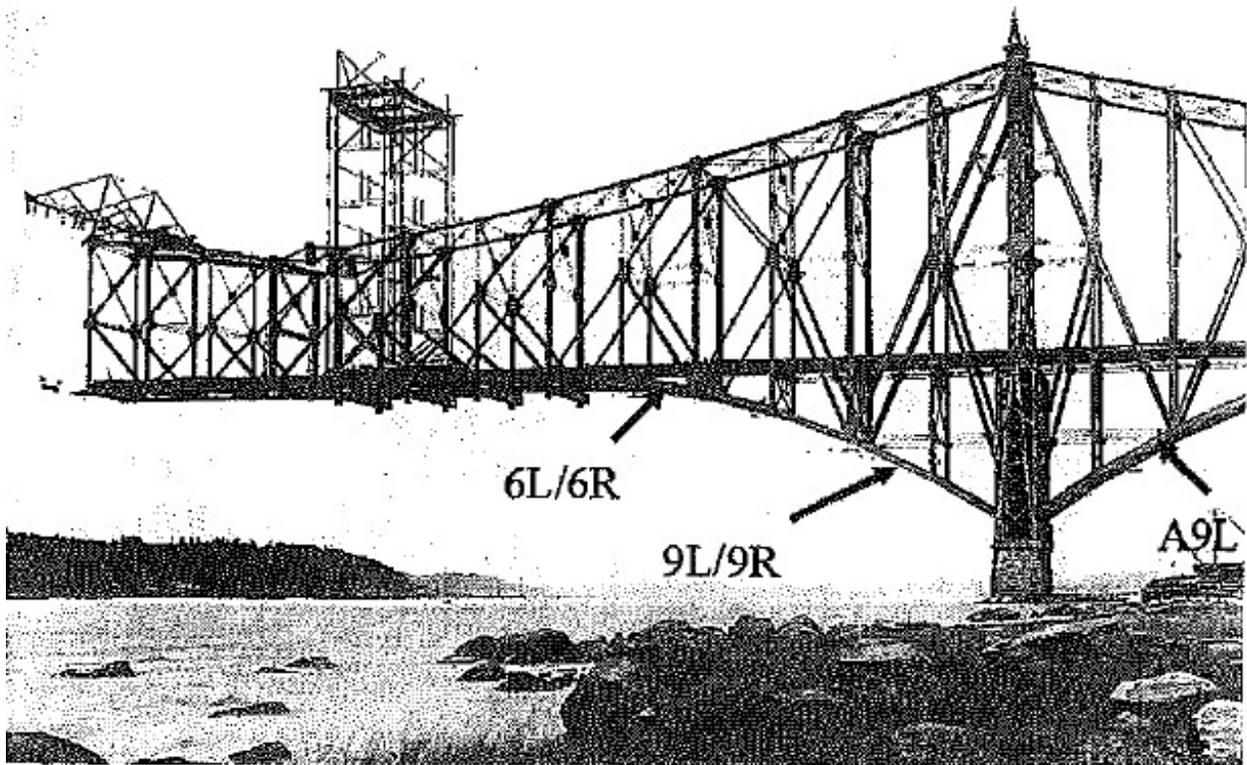


Figura 1. El puente de Quebec justo antes de colapsar por el pandeo de la barra A9L (2).

Tuvieron que transcurrir setenta años para que de nuevo un fallo por pandeo de una barra comprimida se produjera en una estructura suficientemente importante y significativa, para dar señales de nuevo a los técnicos de la existencia e importancia del pandeo de barras comprimidas, esta vez en una celosía tridimensional que cubría una luz de 100 x 50 m. Es el caso del Hartford Civic Center de Connecticut (U.S.A.). Llevaba cuatro años construido, y al producirse una intensa nevada pandearon las diagonales a compresión de la celosía, y se hundió la cubierta. De aquél evento se aprendieron muchas cosas (Delatte, 2009), que deberían ser enseñadas y asimiladas por los futuros técnicos, entre otras:

- Hay que evitar el exceso de confianza en los que diseñan la cubierta. Por buenos que sean, no está reñido eso con el control de calidad del proyecto. Cuatro ojos ven más que dos.
- Apurar el diseño más allá de los límites establecidos en la normativa, sin tener en cuenta los múltiples errores posibles respecto de las hipótesis de partida, debe evitarse. Como decía J. Amrhein. “La ingeniería estructural es el arte y la ciencia de moldear materiales que no dominamos del todo, en formas que no podemos analizar con precisión, para resistir fuerzas que no podemos predecir con exactitud, de forma que la sociedad no sospeche nuestra ignorancia”.
- No valorar el control de ejecución, cuando por ejemplo las variaciones de geometría pueden dar señales importantes de diferencia con el modelo.
- No tener en cuenta deformaciones excesivas durante el montaje.
- No estimar correctamente las acciones.
- No considerar un posible fallo por pandeo de las barras comprimidas.
 - Creerse el modelo, cuando, por ejemplo, en la realidad en el nudo no se juntan todas las líneas de fuerza en un punto.

Si todos estos aspectos se tienen en cuenta en el diseño de cubiertas con luces importantes, no pasaría lo que ocurrió en una cubierta abovedada tridimensional de acero inoxidable, de un polideportivo de la provincia de Gerona que prácticamente repite el proceso que ocurrió en Hartford en 1978, treinta años después.



Figura 2. Colapso del Hartford Civic Center.

- El contrato era de un ayuntamiento que quería algo singular e impactante.
- Celosía metálica tridimensional de 50 x 100 m.
- Se montó en el suelo y se levantó con gatos.
- El diseño de los nudos, no se correspondía con el modelo numérico.
- La geometría final no era la del modelo.
- Se construyó en 1974 y colapsó en 1978, cuatro años después.
- Colapsó tras una fuerte nevada.
- La causa principal fue el pandeo local de una barra que dio lugar al global de la estructura.



Figura 3. Colapso del Polideportivo en la provincia de Gerona.

- El contrato era de un ayuntamiento que quería algo singular e impactante.
- Celosía metálica tridimensional abovedada de 30x50 m.
- Se montó en el suelo y se levantó con grúa.
- El diseño de los nudos no se correspondía con el modelo numérico.
- La geometría final no se comprobó.
- Se construyó en el 2000 y colapsó en 2010, diez años después.
- Colapsó tras una fuerte nevada.
- La causa principal fue el pandeo local de una barra que dio lugar al global de la estructura.

3. DESCRIPCIÓN DEL POLIDEPORTIVO

El pabellón polideportivo era una estructura de hormigón con gradas en un lado que está cubierta por una cúpula geodésica acarpanelada que cubre una luz de 50 x 30 m. La cubierta es del tipo espacial metálica con barras de acero inoxidable de sección circular y uniones a base de un tornillo que recoge las barras previamente achaflanadas. La cubierta descansa en el perímetro en 48 apoyos sobre un zuncho perimetral metálico apoyado en la estructura de hormigón.



Figura 5. La estructura se montaba sobre el terreno y se levantó a su posición definitiva con grúa.

4. EL COLAPSO

En marzo de 2010 tras una fuerte nevada (la mayor de los últimos quince años) con algo de viento se produjo el hundimiento al mediodía (15 horas) cuando no estaba en uso.



Figura 6. La cubierta en una nevada de principios de siglo (2001).



Figura 7. La cubierta tras la nevada de marzo (2010).

4.1 Las causas del hundimiento

Diseño de las barras diagonales a pandeo.

Para el estudio de las causas, se realizó una toma de datos de los daños y se hizo una modelización de la cubierta con el SAP 2000. Las barras diagonales entre la retícula inferior y superior eran iguales en sección en todo el perímetro, independientemente de si estaban en el centro o en la zona perimetral acarpanelada.

Análisis de la inestabilidad de las barras diagonales de $\text{Ø } 38 \times 1,5 \text{ mm}$.

La carga de pandeo es de 16,9 KN, coincidente con el ensayo de la barra en laboratorio cogida por sus extremos. La situación en obra es algo más desfavorable ya que el nudo no es una articulación perfecta.

Las barras de la malla superior de $\text{Ø } 70 \times 2 \text{ mm}$ soportan una carga de 74,7 KN a pandeo.

En el modelo realizado se aprecia que la bóveda rebajada funciona toda en su conjunto comprimida siguiendo la “teoría de la membrana” y se comporta bien hasta llegar al perímetro donde está acarpanelada. Ese cambio de curvatura de la bóveda hace trabajar de forma singular a las barras diagonales, que con una carga de nieve de menos de 40 kg/m^2 (20 cm de altura de nieve) alcanzan niveles de carga de 16,75 KN en la 5ª alineación próximas a la carga límite de pandeo. Cualquier disfunción de una barra al llegar al nudo o incremento de carga de nieve desplazada por el viento, que produzca su fallo (pandeo) obliga a las barras adyacentes a un incremento de cargas, que en el caso que nos ocupa es del 50% (24,14 KN) que supera claramente la carga de pandeo, y se va trasladando la disfunción al resto de la alineación y al final a toda la estructura.

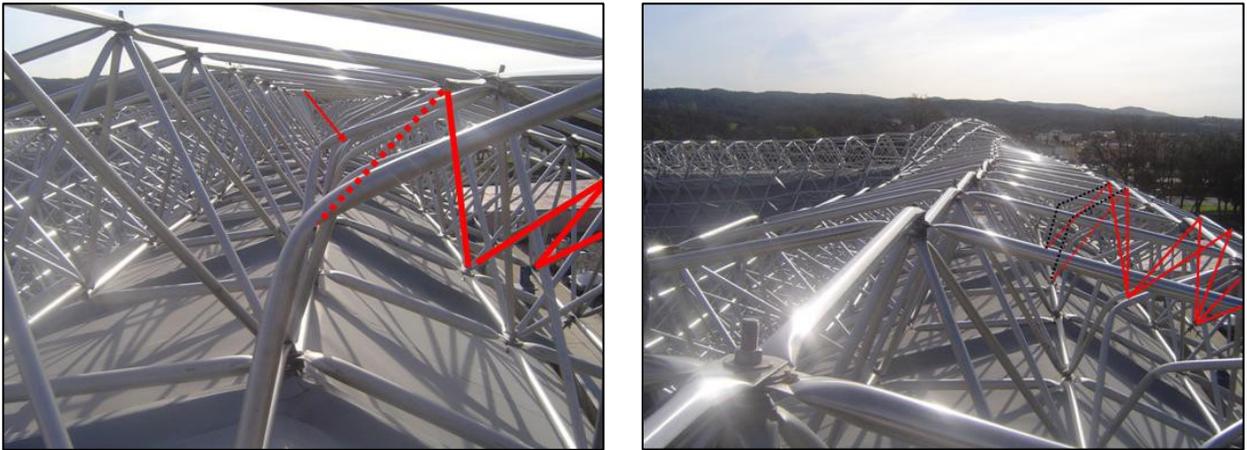


Figura 8. Barras diagonales pandeadas

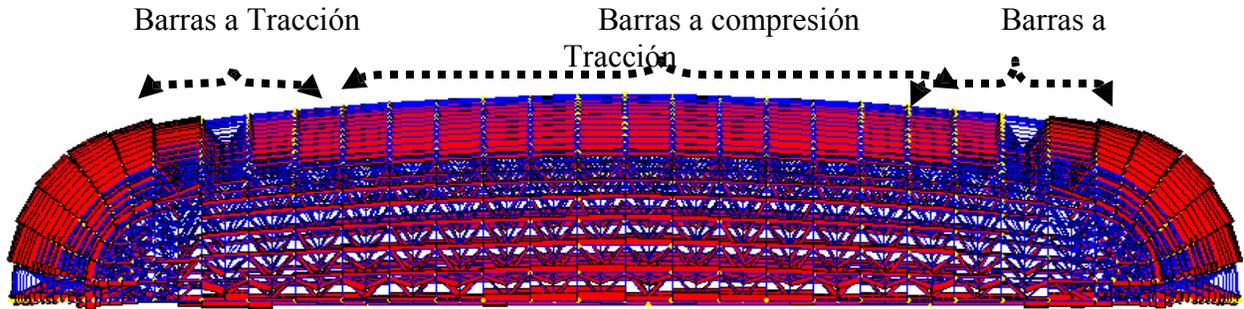


Figura 9. Situación del colapso en barras diagonales

Se observa que cualquier disfunción generada por una sola barra diagonal de la alineación, ejerce una redistribución de esfuerzos en las barras adyacentes que desencadenan un agotamiento general de las barras de la alineación y el pandeo global de la estructura. La estructura no es redundante.

4.2 Otras causas

Al margen de las coincidencias citadas con los casos anteriores similares, se realizó un estudio de sensibilidad de las variables a las hipótesis de partida, analizando entre otros aspectos.

- Las acciones, que aun estando contempladas en la normativa eran importantes. En el proyecto no se consideró la probabilidad de que se acumulase la nieve de forma asimétrica como considera la normativa y como así ocurrió.
- El nudo no funciona correctamente ya que no concentra las tensiones de las barras que acceden a dicho nudo en un punto.



Figura 10. Barras de un nudo superior.

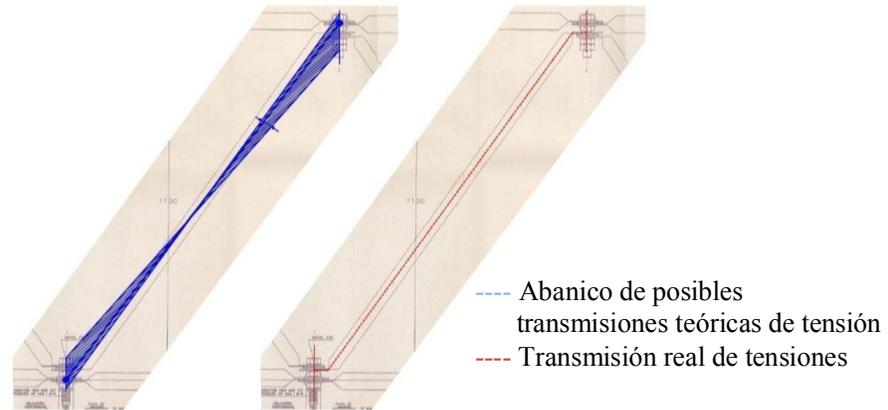


Figura 11. Transmisión de tensiones a los nudos.

- La geometría de la cúpula, que podía variar respecto a la prevista en el modelo, y nunca se midió.
- El modelo, que no puede reproducir la geometría real y las disfunciones inherentes a los nudos, y por lo tanto no tiene en cuenta esos efectos distanciándose del comportamiento real de la estructura.

5. CONCLUSIONES

- La causa del colapso de la cubierta espacial metálica del Polideportivo es similar a la que se produjo 30 años atrás en el Hartford Civic Center de Connecticut, el pandeo local de una barra que trae consigo el pandeo global de la estructura, y similar a su vez a la que se produjo a principios de siglo pasado en el puente de Quebec.
 - Hay que aprender de las situaciones similares en especial cuando éstas han sobrepasado situaciones de riesgo admisibles llegando al colapso. Hay que ser capaz de transmitir a los técnicos las enseñanzas.
 - Se debe considerar como un estado límite último a tener en cuenta el pandeo local de barras comprimidas y el pandeo global en las cubiertas resueltas con celosías tridimensionales. El diseño de estas estructuras lleva implícito que la inestabilidad local de una barra pueda producir la inestabilidad global de toda la estructura por su falta de redundancia, es decir por la falta de recursos para encontrar otros caminos de transmisión de cargas que absorban las tensiones producidas por una inestabilidad local.
 - Siempre ser conscientes de las limitaciones de los modelos que no pueden tener en cuenta todas las disfunciones de la obra, como la geometría final, sus imperfecciones, y el comportamiento de nudos que no son articulaciones perfectas.
 - Cuando la administración desee hacer algo singular no debe haber un exceso de confianza y hay que hacer un control de calidad del proyecto y de la ejecución.
- En ambos casos el resultado final, fue una nueva cubierta, también singular. En el Hartford con una ampliación de las gradas y mayor luz, y en la provincia de Gerona con una nueva cubierta de madera laminada encolada.

6. AGRADECIMIENTOS

Se agradece a los técnicos del Ayuntamiento y al alcalde las facilidades dadas para la toma de datos y la obtención de información.

7. REFERENCIAS

Levy y Saldavari (1992), *Why the buildings fall down*, Ed. Norton & Company. New York.
Calavera J. (1996), *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*, Intemac.
Delatte J. Jr. (2009), *Beyond failure*, ASCE Pre de Calidad del Fondo de Conservación Vial de El Salvador.



Influência de materiais de proteção na resistividade elétrica do concreto

M. S. Santor¹, A. L. G. Gastaldini¹, C. Crauss¹, G. T. dos Santos¹, F. C. Rossini¹

¹ Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Avenida Roraima n.1000 C.P.97105-900 Santa Maria - RS, Brasil Email: alggastaldini@gmail.com

Información del artículo

Artículo recibido el 10 de Diciembre de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 15 de Enero de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2012

© 2012 Alconpat Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 1, Enero – Abril 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de última modificación: 30 de Enero de 2012.

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

RESUMO

A durabilidade das estruturas de concreto armado é resultado da ação protetora do concreto sobre a armadura. Quando a passivação do aço deixa de existir a estrutura torna-se vulnerável ao fenômeno da corrosão, cuja propagação, após iniciada é essencialmente controlada pela resistividade elétrica do concreto. O objetivo deste trabalho foi avaliar a alteração na resistividade elétrica de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento, CP II F, CP IV e CP V, submetidos a tratamento superficial com produto obturador dos poros e argamassa polimérica. Para efeito de análise os resultados foram comparados com os mesmos concretos sem aplicação do produto. Esses tratamentos foram realizados em concretos confeccionados com resistências à compressão na idade de 28 dias de 21,6MPa, 26,6 MPa e 31,6 MPa. Para todos os tipos de cimento utilizados e níveis de resistência adotados o tratamento superficial com argamassa polimérica resultou em maiores valores de resistividade elétrica.

Palavras chave: Concreto, durabilidade, material de proteção superficial, resistividade elétrica.

ABSTRACT

The durability of concrete structures is a result of the protective action of concrete on the reinforcement. When there is no passivation of steel, the structure becomes vulnerable to corrosion, and once corrosion starts its propagation is essentially controlled by the electrical resistivity of concrete. The objective of this study was to evaluate the change in electrical resistivity of concretes produced with different types of cement: CP II F, CP IV and CP V that were surface-treated with pore filler and polymer mortar. For analysis purposes, the results were compared with those of the blanks that were not subjected to surface treatment. These treatments were performed in concretes with the following compressive strengths at the age of 28 days: 21.6 MPa, 26.6 MPa and 31.6 MPa. For all types of cement used and strengths adopted, surface treatment with polymer mortar led to higher electrical resistivity values.

Key words: Concrete, durability, surface protection material, electrical resistivity.

Autor de contacto: A. L. G. Gastaldini

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado, devido a sua capacidade de resistência mecânica, foi idealizado e admitido como dotado de durabilidade por período de tempo ilimitado. Durante muito tempo a tecnologia do concreto se concentrou na busca de resistências cada vez maiores à compressão, baseada na afirmativa de que concreto resistente era concreto durável (Neville, 1997). Entretanto, o número de manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado tem aumentado significativamente, principalmente devido ao envelhecimento precoce das construções manifestado através da corrosão das armaduras (Helene, 1993). Isto se deve a erros de projeto, à dosagem incorreta, para o fck e não para o fcj, sem privilegiar a durabilidade, a práticas construtivas inadequadas e ainda à cura e cobrimentodeficiente e, portanto, sem atingir a vida útil de projeto.

A corrosão das armaduras pode ocorrer de forma generalizada por carbonatação da camada de cobertura ou pontual, devido ao ataque de cloretos. Uma vez que a passividade da armadura seja destruída, ou pela carbonatação ou pelo ataque de cloretos, é a resistividade elétrica e a disponibilidade de oxigênio que controlam a taxa de corrosão (Mehta, 2008).

A resistividade elétrica caracteriza a dificuldade com que os íons se movimentem no concreto, ou seja, controlam o fluxo de íons que difundem no concreto através da solução aquosa presente nos seus poros, sendo altamente sensível ao teor de umidade de equilíbrio e à temperatura do concreto. Resistividade elétrica, também chamada de resistência específica, é a resistência elétrica de um material homogêneo e isotrópico de seção reta e comprimento unitário (Helene, 1993).

A resistividade do concreto apresenta-se como uma propriedade extremamente sensível às características microestruturais da matriz do concreto, e muitos são os fatores que a influenciam. Fatores relacionados às características do concreto em termos da sua estrutura de poros, composição e concentração de água livre presente nos poros e às características ambientais as quais o concreto está submetido, apresentam reflexos diretos na resistividade do concreto (Schiessl, 1987). Dessa forma, a proporção dos materiais na mistura, a relação água/aglomerante e a utilização de adições minerais e de aditivos são fatores que influenciam à resistividade elétrica do concreto, por alterarem tanto a microestrutura da matriz quanto as características da solução dos poros (Polder, 2001).

Devido a questões de durabilidade das estruturas a NBR 6118 (NBR 6118, 2003) que entrou em vigor em 2004 estabeleceu uma resistência mínima de 20 MPa. Contudo, antes da sua aprovação, muitas estruturas foram dimensionadas para o nível de resistência de 15 MPa, e mesmo para o nível de resistência de 20MPa, a depender do tipo de cimento utilizado, a resistência de dosagem é atingida com altas relações a/c. Esse fato é agravado ainda mais quando o concreto é dosado não para o fcj e sim para o fck (Téchné, 2009). Como consequência tem-se constatado manifestações patológicas em várias estruturas executadas, por vezes, com menos de dez anos.

Com o objetivo de reduzir a permeabilidade e dificultar a penetração de agentes agressivos tem sido utilizados produtos obturadores dos poros, que penetram no concreto e reagem com os produtos hidratados do cimento resultando numa cristalização insolúvel nos poros e capilares. Outro produto também utilizado é uma argamassa polimérica monocomponente que atua contra a passagem de água e outros agentes. A redução da umidade do concreto aumenta a resistividade elétrica. Na fase de propagação da corrosão a resistividade elétrica do concreto influencia na velocidade de deterioração das estruturas (Mehta y Gerwick, 1982). O aumento da resistividade dificulta a mobilidade dos íons no interior do concreto, dificultando a propagação do processo corrosivo (Gowers y Milard, 1999; Smith et al., 2004).

O objetivo deste trabalho foi avaliar a alteração na resistividade elétrica de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento, CP II F, CP IV e CP V, submetidos a tratamento superficial com

produto obturador dos poros e argamassa polimérica. Para efeito de análise os resultados foram comparados com os mesmos concretos sem aplicação do produto.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Foi realizado um estudo de dosagem, segundo metodologia proposta (Helene y Terzian, 1992) com três diferentes tipos de cimento, para a determinação da relação água/cimento para obtenção de resistência de dosagem (f_{c28}) de 21,6MPa, 26,6 MPa e 31,6 MPa. Esses valores foram obtidos considerando um desvio padrão de dosagem de 4,0 MPa e valores de resistência característica estimada (f_{ck}) de 15,0 MPa, 20,0 MPa e 25,0 MPa, ou seja, $f_{c28} = f_{ck} + 1,65 \text{ sd}$.

Foram utilizados um cimento CP II F, contendo por norma até 10% de filer calcário, um cimento pozolânico, CP IV, contendo por norma de 15 a 50% de pozolana e um cimento de alta resistência inicial, CP V. Para os substratos produzidos com o cimento CP II F foram utilizadas as relações a/c 0,48, 0,54 e 0,61; para o cimento CP IV foram utilizadas as relações a/c de 0,46, 0,51 e 0,58 e para o cimento CP V as relações a/c 0,63, 0,69 e 0,76. Esta última relação, embora fora dos padrões da NBR 12.655/2006 (NBR 12655, 2006), foi estudada para reproduzir o comportamento de estruturas produzidas num passado recente.

Para cada um dos 36 traços foram moldados 4 corpos de prova prismáticos 10x10x17 cm para os ensaios de resistividade elétrica aparente, em mesa vibratória. Para manter constante a temperatura do concreto fresco em todas as moldagens, $20 \pm 2^\circ\text{C}$, controlou-se a temperatura da água (NBR 6118, 2003), considerando as massas dos aglomerantes, dos agregados e da água, assim como suas temperaturas.

As amostras preparadas para os tratamentos com produto obturador de poros em única camada (XC) e em dupla camada (XCM), foram conservadas em câmara úmida por 7 dias e após ao ar por 19 dias. No 26º dia após a moldagem os corpos de prova foram escarificados e logo em seguida submersos em água por dois dias, conforme recomendação do fabricante. O concreto que recebeu o tratamento com argamassa polimérica (Z4) foi também escarificado e limpo e pouco antes da aplicação teve sua superfície umedecida com spray de água. A aplicação dos produtos de proteção foi realizada no 28º dia contado da moldagem para todos os tratamentos. Os procedimentos de aplicação e cura são descritos a seguir:

-Tratamento XC: A apresentação do produto é na forma de pó, misturado com água numa proporção de 5:2 (pó:água) e aplicado com pincel de 63mm de forma semelhante a uma pintura. Após a secagem superficial procedeu-se a aplicação de spray de água 3 vezes ao dia, durante 2 dias consecutivos. Ato contínuo foram conservados em estrados de madeira em ambiente abrigado até a idade de ensaio.

-Tratamento XCM: A primeira fase da aplicação foi igual a do primeiro tratamento, exceto pela cura, pois a primeira camada recebeu spray de água 3 vezes ao dia por 36h, quando da aplicação da segunda camada. Esta segunda demão foi feita com um produto igual à primeira na mesma proporção. A cura se seguiu por 2 dias com spray de água e então sobre estrados de madeira estocados ao ar dentro do laboratório, semelhante ao primeiro tratamento.

-Tratamento Z4: argamassa polimérica, em pó, misturada com água na proporção de 100:15 (pó:água), utilizando-se misturador mecânico em baixa rotação durante 5 min. Aplicada com 4 mm de espessura sobre uma das faces do corpo de prova com o auxílio de espátula. Os cps ficaram por aproximadamente 12h ao ar e depois em câmara climatizada com $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e UR de 95% por 7 dias, sendo armazenados em ambiente de laboratório até a idade de ensaio. Após aplicação dos produtos, todos os cps, incluindo os REF, ficaram ao ar, dentro do laboratório, sob condições de temperatura e umidade em ambiente coberto.

2.1 Resistividade elétrica aparente

A resistividade elétrica foi determinada usando o método dos quatro eletrodos (método de Wenner). Quatro eletrodos são colocados em contato com o concreto (imersos no concreto) equidistante um do outro e alinhados, conforme é mostrado na Figura 1. Uma pequena corrente alternada (I) passa pelos 2 eletrodos extremos e mede-se a diferença de potencial entre os 2 eletrodos internos. O valor da resistividade elétrica aparente é determinado através das equações 1, 2 e 3 (Abreu, 1998):

$$\rho = R \cdot k \tag{1}$$

$$R = \frac{V}{I} \tag{2}$$

$$k = \frac{4 \cdot \pi \cdot d}{1 + \frac{2d}{\sqrt{d^2 + 4b^2}} - \frac{2d}{\sqrt{4d^2 + 4b^2}}} \tag{3}$$

onde: ρ = resistividade elétrica calculada do concreto, em ohm.cm; V= diferença de potencial medida, em Volts; I= corrente medida, em Amperes; d = distância de separação entre eixos dos eletrodos em cm; b = profundidade de penetração dos eletrodos no corpo de prova, em cm.

Durante os ensaios foram coletados dados como: corrente (I), diferença de potencial (V), distância entre eixos dos eletrodos e profundidade de penetração dos eletrodos.

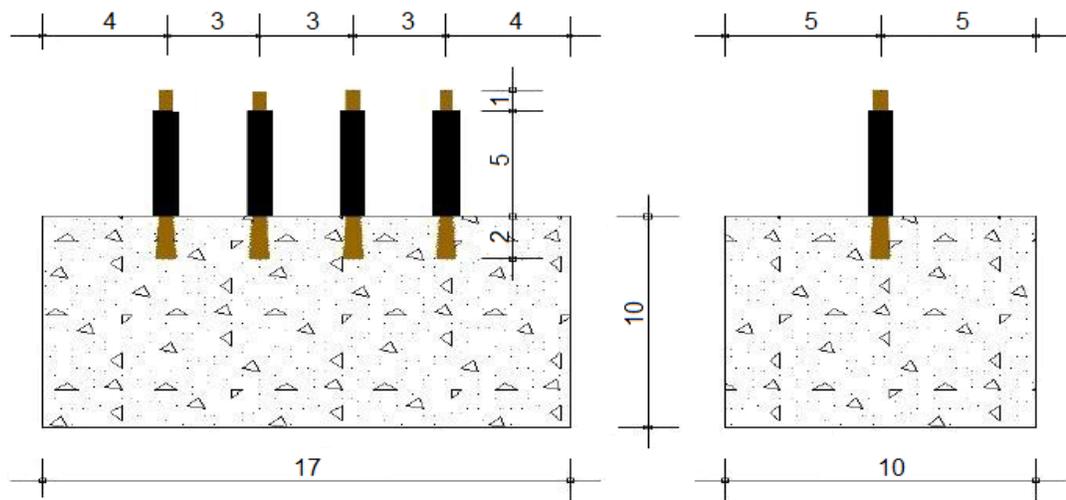


Figura 1. Detalhe do corpo de prova utilizado no ensaio de resistividade elétrica

As leituras de resistividade elétrica foram realizadas nas idades de 47, 54, 68, 96, 131, 145 e 159 dias, ou seja 7, 14, 28, 56, 91, 105 e 119 dias em impedia úmida após a aplicação do produto. O equipamento utilizado no ensaio foi um gerador de funções de corrente alternada e dois multímetros de alta impedancia de entrada.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nas Figuras 2, 3 e 4 são apresentados os resultados dos ensaios de resistividade elétrica aparente dos concretos compostos com os três diferentes tipos de cimento, CP II F - CP IV e CP V, e submetidos aos três tratamentos superficiais. Para fins de comparação serão mostrados os resultados a partir do 47º, pois neste dia os corpos de prova estavam completando 7 dias de exposição na câmara úmida já com o produto de tratamento superficial aplicado e curado.

Observa-se para os três tipos de cimento utilizados aumento nos valores de resistividade elétrica aparente com a redução da relação água/cimento, assim como com o aumento no grau de hidratação. Esse comportamento também foi constatado (Hoppe, 2005; Lübeck, 2008). Esses autores justificam esse comportamento devido aos poros estarem menos saturados e dessa forma possuírem menos eletrólitos para transmitir a corrente elétrica sobre o corpo de prova. No entanto, ambos observaram maior influência da estrutura de poros na resistividade elétrica do que a composição da solução dos poros.

Os concretos compostos com cimento CP IV, tanto o referência quanto os submetidos a tratamento superficial, apresentaram valores de resistividade elétrica aparente na idade de 159 dias, em média, 240% superiores àqueles apresentados na idade de 47 dias. Para os concretos produzidos com cimento tipo CP II F o crescimento da resistividade elétrica aparente da idade de 47 dias para 159 dias foi em média de 28% e para os concretos produzidos com cimento tipo CP V esse crescimento foi, em média, de 45%. Constata-se para todos os tipos de cimento utilizados, que o tratamento superficial com argamassa polimérica resultou em maiores valores de resistividade elétrica. Esse comportamento pode ser explicado pela redução do teor de umidade na vizinhança do eletrodo.

O aumento da resistividade elétrica utilizando obturador de poros se deve a vários fatores referentes ao teor de silicatos presentes no mesmo.

Existem três teorias sobre a ação dos silicatos no sentido de proteger a superfície do concreto (Hunkeler, 1996): precipitação de SiO_2 nos poros; formação de um gel expansivo, dentro dos poros, similar ao formado na reação álcali silicato; reação dos silicatos com o hidróxido de cálcio presente nos poros formando silicato de cálcio hidratado.

Esta última teoria é a mais aceita atualmente. Isto ocorre pelo forte poder de reação do silicato de sódio que penetram nos poros superficiais e reagem com a portlandita formando C-S-H. A reação apresentada na equação 4 representa o que acontece quando a solução de silicato de sódio penetra nos poros do concreto.



Desse modo, este tratamento forma uma camada menos porosa na superfície da peça de concreto alterando a sua penetração de água, o que de certa forma justifica o aumento da resistividade elétrica com o uso do obturador de poros.

O comportamento observado para o concreto produzido com cimento CP IV e tratado com o produto obturador de poros não era o esperado, uma vez que esse cimento possui maior teor de adição mineral que os demais utilizados e, portanto, menor teor de hidróxido de cálcio remanescente. Confrontando-se os resultados obtidos dos concretos compostos com CP IV e CP II F verifica-se que, embora as relações a/c dos concretos com CP II F sejam muito próximas daquelas do CP IV, os valores de resistividade elétrica aparente dos concretos com CP II F são, em média, 11 vezes menores do que aqueles obtidos com o CP IV.

A resistividade depende da microestrutura da pasta, volume de poros e distribuição do tamanho dos mesmos (Thompson et al., 1997). A resistividade do concreto saturado está relacionada à porosidade e conectividade entre os poros (Andrade, 2005). A resistividade elétrica está relacionada, também, a composição química dos cimentos, uma vez que exercem influência na composição química da solução aquosa dos poros dos concretos, ou seja, concentração e mobilidade dos íons e assim, na condutividade elétrica dessa solução (Neville, 1997).

Sabe-se que a cinza volante promove refinamento dos poros do concreto (Mehta y Monteiro, 2008; Whiting y Nagi, 2003) contribui para torná-lo mais denso, além de reduzir a concentração de íons e a condutividade elétrica da solução dos poros (Hussain y Rasheeduzzafar, 1994; Shi et al., 1998; Cervo, 2001), com conseqüente aumento na resistividade elétrica do concreto (Andrade, 2005). Assim, o comportamento diferenciado da resistividade elétrica dos concretos compostos com cimento CP IV em relação aos demais, CP II F e CP V, se justifica pelas alterações na microestrutura da pasta, refinamento dos poros e composição da solução dos poros. Acresce a isto, quando comparado aos concretos produzidos com CP V, as menores relações a/agl para obtenção dos níveis de resistência à compressão investigados, $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$, 20 MPa e 25 MPa . Mesmo o concreto de referência sem tratamento superficial apresentou valores de resistividade elétrica aparente muito superiores aos concretos de referência compostos com CP II F e CP V e também submetidos a tratamento superficial.

De acordo com o CEB (Abreu, 1998) concretos com valores de REA acima de $20.000 \Omega \cdot \text{cm}$ tem probabilidade de corrosão do aço desprezível, para valores entre 10.000 e $20.000 \Omega \cdot \text{cm}$ a probabilidade é moderada. Para valores entre 5.000 e $10.000 \Omega \cdot \text{cm}$ a probabilidade de corrosão é alta e para valores abaixo de $5.000 \Omega \cdot \text{cm}$ de resistividade elétrica aparente a probabilidade é muito alta (Téchné, 2009).

Dos resultados constata-se que os concretos produzidos com cimento CP IV, referência e submetidos a tratamento superficial, apresentaram valores de resistividade elétrica aos 159 dias que os classificam como de risco de probabilidade de corrosão desprezível. Os concretos produzidos com cimento CP IIF nesta mesma idade se enquadram como de baixa probabilidade de corrosão. Aqueles produzidos com cimento CP V se enquadram como de baixa probabilidade a desprezível risco de corrosão.

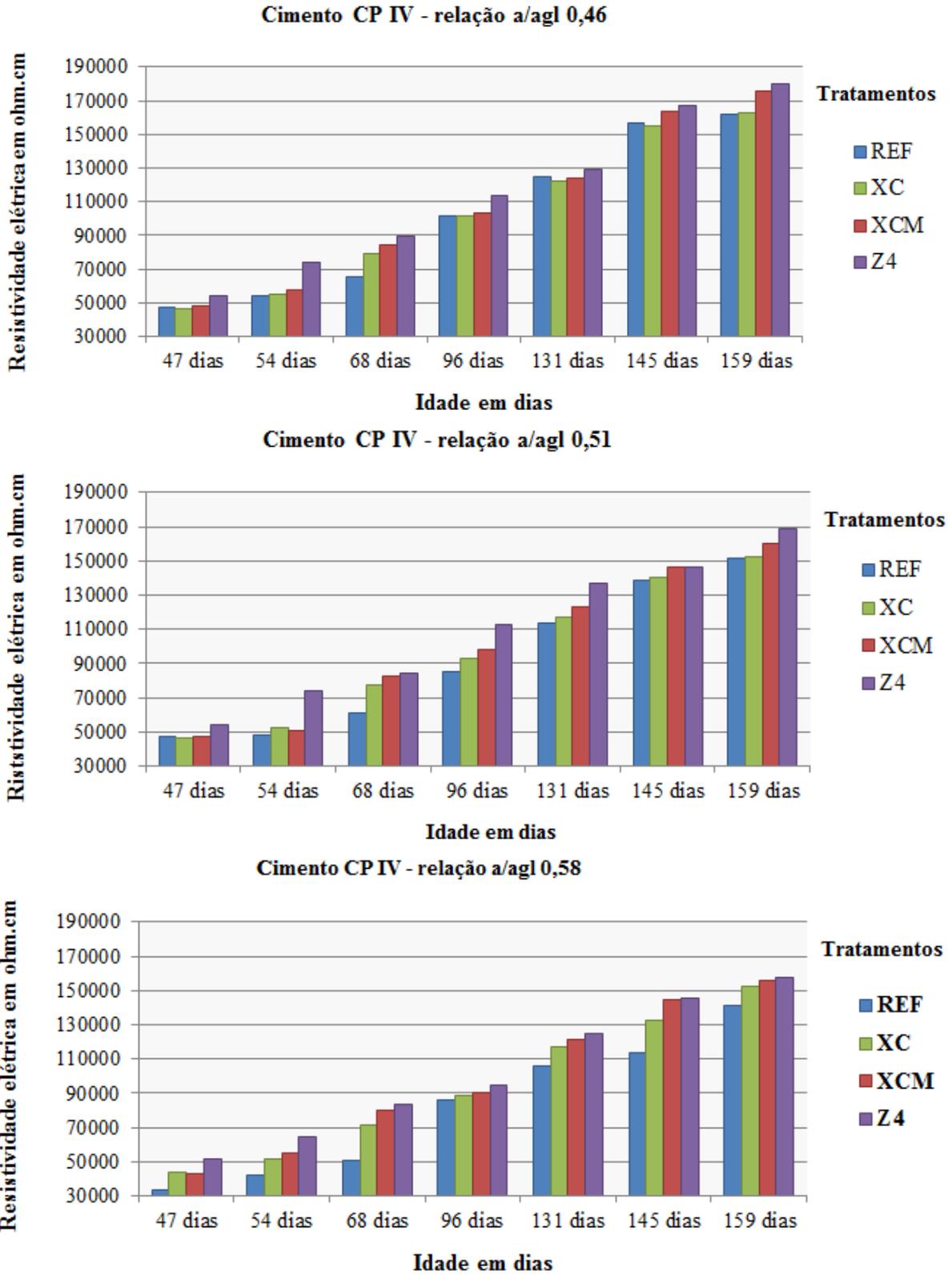


Figura 2. Cimento CP IV – sujeito aos quatro tratamentos superficiais

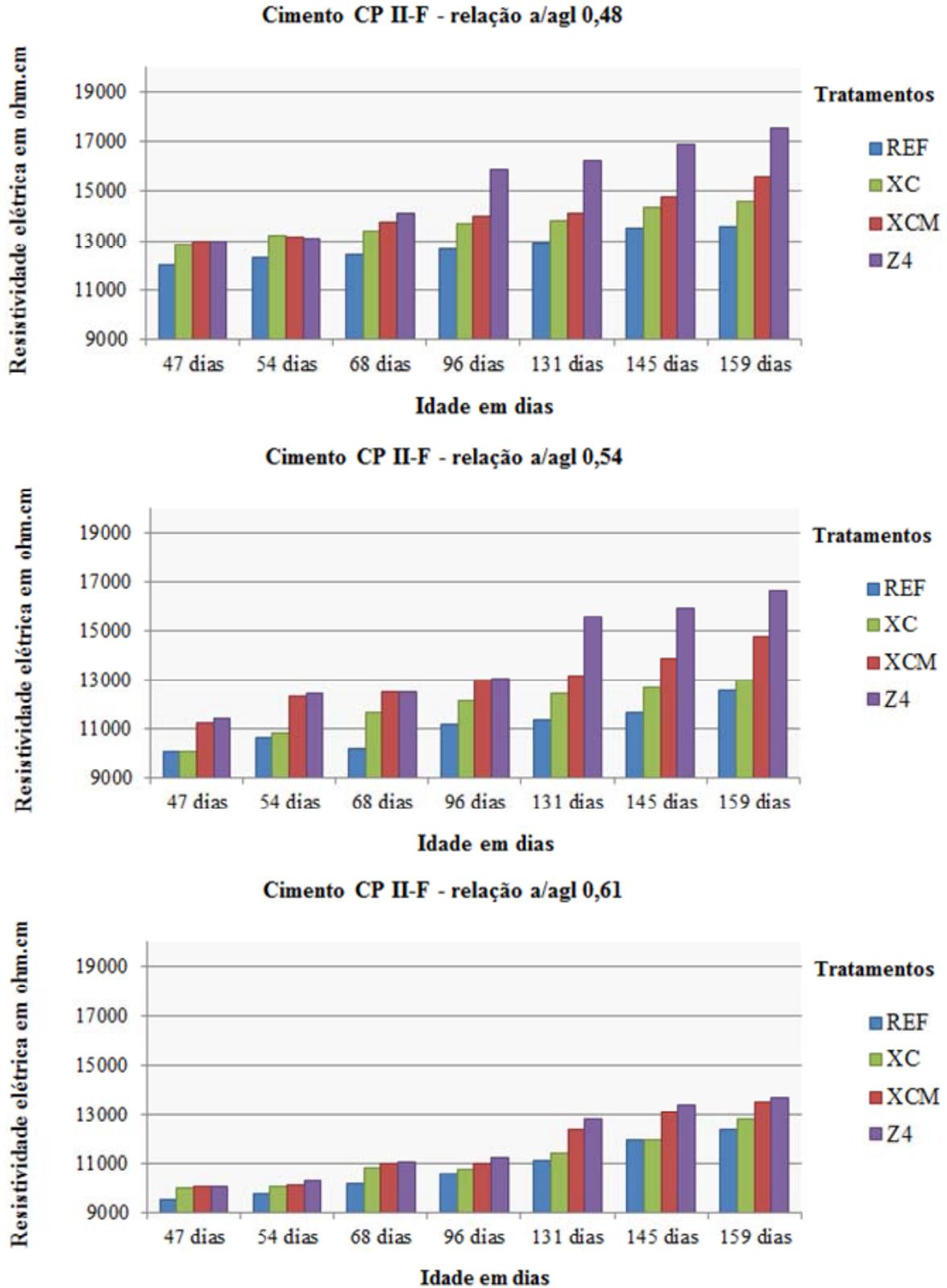


Figura 3. Cimento CP II – F – sujeito aos quatro tratamentos superficiais

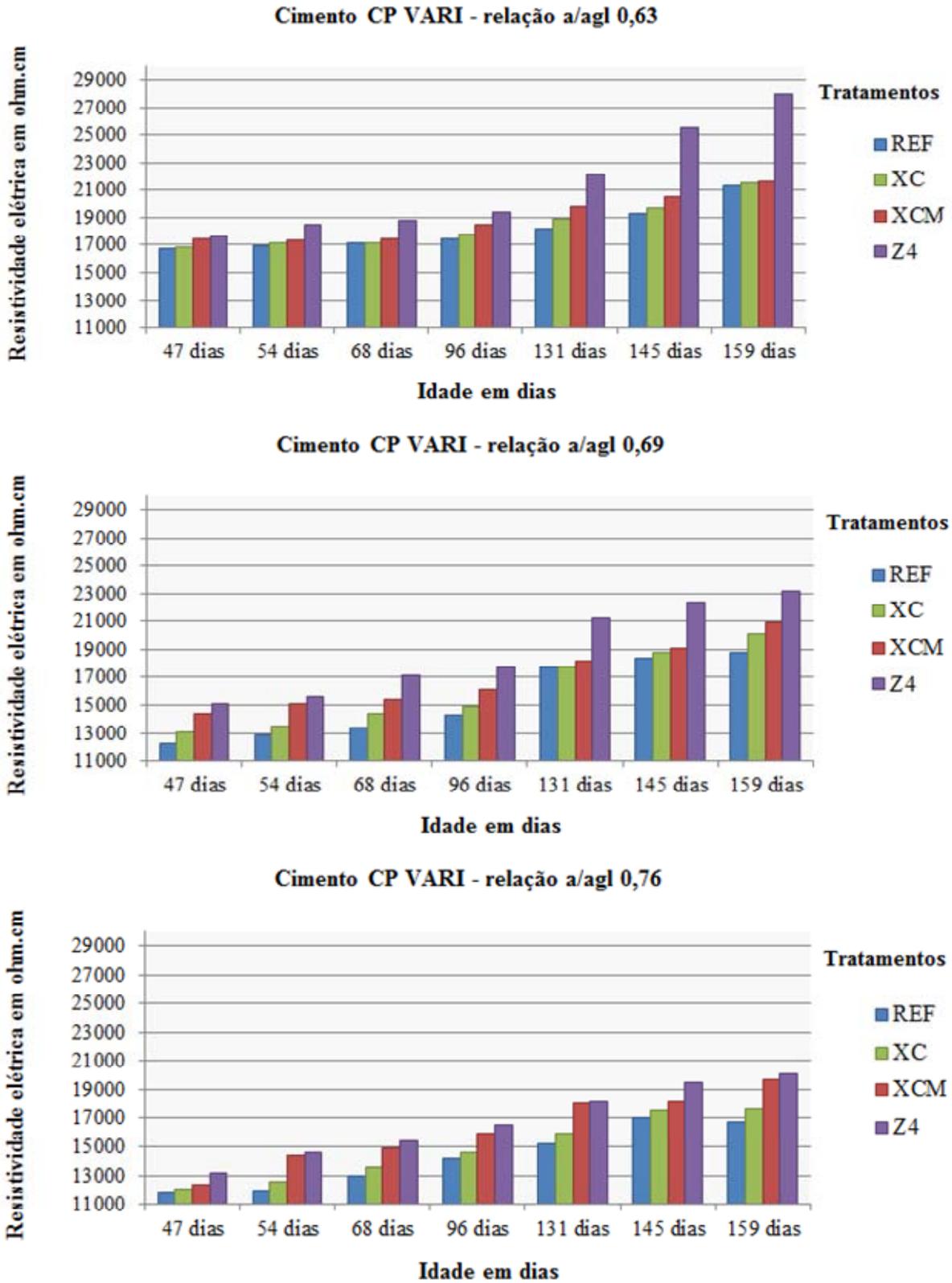


Figura 4. Cimento CP VARI – sujeito aos quatro tratamentos superficiais

4. CONCLUSÕES

Os concretos produzidos com cimento tipo CP IV foram os que apresentaram menor crescimento da resistividade elétrica para os tratamentos realizados.

Para todos os tipos de cimento utilizados, o tratamento superficial com argamassa polimérica resultou em maiores valores de resistividade elétrica, sendo 11,10% de aumento para o CP IV, 24,30 % para o CP IIF e 24,90 % para o CP V. Esse comportamento pode ser explicado pela redução do teor de umidade na vizinhança do eletrodo.

Da mesma forma como observado para os ensaios de absorção capilar a influência da cinza volante prevaleceu em relação à relação a/agl utilizada. Embora os concretos produzidos com CP IV e CP II F tenham relações a/agl semelhantes, os valores de resistividade elétrica aparente dos concretos com CP II F são, em média, 11 vezes menores do que aqueles obtidos com o CP IV, tanto para o concreto de referência como, também, para aqueles submetidos a tratamento superficial, o que pode ser justificado pelas alterações na microestrutura da pasta, refinamento dos poros e composição da solução dos poros. Acresce a isto, quando comparado aos concretos produzidos com CP V, as menores relações a/agl para obtenção dos níveis de resistência à compressão investigados.

De acordo com o critério de avaliação proposto pelo CEB (Téchné, 2009) os concretos produzidos com cimento CP IV, referência e submetidos a tratamento superficial, apresentaram valores de resistividade elétrica aparente aos 159 dias que os classificam como de risco de probabilidade de corrosão desprezível. Os concretos produzidos com cimento CP II F nesta mesma idade se enquadram como de baixa probabilidade de corrosão. Aqueles produzidos com cimento CP V se enquadram como de baixa probabilidade a desprezível risco de corrosão.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FAPERGS e CNPq pelas bolsas de iniciação científica. A empresa MC-Bauchemie Brasil Indústria e Comércio Ltda pela cedência de materiais.

6. REFERÊNCIAS

- Abreu A. G. (1998), *Efeito das Adições Mineraias na Resistividade Elétrica de Concretos Convencionais*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p.129.
- Andrade C. (2005), *Model for prediction of reinforcement concrete service life based on electrical resistivity*, Revista IBRACON de Materiais, Vol. 1, No. 1, pp.01-05.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12655 (2006), *Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 (2003), *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Cervo T.C. (2001), *Influência da finura e do teor de pozolanas na penetração de cloretos e na solução aquosa dos poros do concreto*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, p.129.
- Gowers K.L., Milard S.G. (1999), *Measurement of concrete resistivity for assessment of corrosion severity of steel using Wenner technique*, ACI Materials Journal, Vol. 96, No. 5, pp. 536-541.
- Helene P.R.L. (1993), *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*, Tese Livre Docência em Engenharia – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, p. 271.

- Helene P.R.L., Terzian P. (1992), *Manual de dosagem e controle do concreto*, Brasil, São Paulo: Pini, 1992, p.349.
- Hoppe T.F. (2005), *Resistividade Elétrica de Concretos Contendo Diferentes Teores de Cinza de Casca de Arroz*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, p.146.
- Hunkeler F. (1996), *The resistivity of pore water solution: A decisive parameter of rebar corrosion and repair methods*, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 5, pp. 381-389.
- Hussain S.E., Rasheeduzzafar S. E. (1994), *Corrosion resistance performance of fly ash blended cement concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 91, No. 3, pp. 264-272.
- Lübeck A. (2008), *Resistividade Elétrica de Concretos de Cimento Portland Branco e Elevados Teores de Escória de Alto Forno*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, p.142.
- Mehta P.K., Gerwick Jr B.C. (1982), *Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to marine environment*, Concrete International, Vol. 4, No.10, pp. 45-51.
- Mehta P.K., Monteiro P.J.M. (2008), *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*, Brasil, São Paulo: Pini, 2008, p.674.
- Neville A.M. (1997), *Propriedades do concreto*, São Paulo, Brasil: Pini, 1997, p. 828.
- Polder R.B. (2001), *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation*, Construction and Building Materials, 15, 2-3, pp.125-131.
- Revista Técnica (2009), edição n.152 novembro de 2009.
- Schiessl P. (1987), *Influence of the composition of concrete on the corrosion protection of the reinforcement*, Proceedings American Concrete Institute, Detroit MI (USA), pp1634-1650.
- Shi C., Stegemann J.A., Caldwell R.J. (1998), *Effect of supplementary cementing materials on the specific conductivity of pore solution and this implications on the Rapid Chloride Permeability Test (AASHTO T277 and ASTM C1202) results*, ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 4, pp. 389-394.
- Smith K.M., Schokker A.J., Tikalsky P.J. (2004), *Performance of supplementary cementitious materials in concrete resistivity and corrosion monitoring evaluations*, ACI Materials Journal, Vol. 101, No. 5, pp. 385-390.
- Thompson J.L., Silsbee M.R., Gill P.M., Scheetz B.E. (1997), *Characterization of silicate sealers on concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 10, pp. 1561-1567.
- Whiting D.A., Nagi M.A. (2003), *Electrical resistivity of concrete: A literature review*. R&D (Skokie, Illinois, USA: Serial n. 2457, Portland Cement Association), p. 57.