

## EXTENSÃO DA VIDA ÚTIL DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DOS ANOS 60, QUE ABRIGA 42 FAMÍLIAS NUM CONDOMÍNIO TIPO CORTIÇO VERTICAL NO CENTRO DE SÃO PAULO

*Extension of the lifespan of a reinforced concrete structure built in the 60's, that today shelters 42 families in a vertical slum in downtown São Paulo*

Karina Cavalcante de Oliveira (1); Paulo Helene (2); Maria Ruth Amaral de Sampaio (3); Caue Cesar Carromeu (4); Douglas de Andreza Couto (5); Pedro Bilesky (6).

- (1) Mestranda em Eng. Civil, Universidade de São Paulo, [karina.cavalcante@usp.com.br](mailto:karina.cavalcante@usp.com.br);  
(2) Prof. Titular EP.USP e diretor da PhD Engenharia, [paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br);  
(3) Profª. Titular FAU.USP, [mradsamp@usp.br](mailto:mradsamp@usp.br);  
(4) Eng. Civil, PhD Engenharia, [caue.carromeu@concretophd.com.br](mailto:caue.carromeu@concretophd.com.br);  
(5) Eng. Civil, PhD Engenharia, [douglas.couto@concretophd.com.br](mailto:douglas.couto@concretophd.com.br);  
(6) Eng. Civil, PhD Engenharia, [pedro.bilesky@concretophd.com.br](mailto:pedro.bilesky@concretophd.com.br).  
Rua Visconde de Ouro Preto, 201, Consolação. São Paulo-SP

### Resumo

Esse artigo apresenta o trabalho realizado para extensão da vida útil de um edifício dos anos 60, através de intervenções corretivas nas suas estruturas de concreto armado. O edifício semiacabado e habitado por 42 famílias, composto por oito andares tipo e um subsolo, está localizado no bairro do Bom Retiro em São Paulo. O empreendimento foi abandonado durante a construção, ainda na fase de conclusão da superestrutura, devido ao falecimento do proprietário. Em meados dos anos 1980, o edifício virou abrigo de diversas famílias, que executaram por conta própria as alvenarias, instalaram portas e janelas e ali habitam precariamente. Nenhum tipo de manutenção preventiva e nem mesmo sistemas de impermeabilizações foram realizados, de modo que a estrutura ficou exposta à atmosfera agressiva da capital por 50anos. Há cerca de 11anos o edifício passou a ser objeto de estudo de um grupo de alunos da FAU.USP, sob a supervisão da Profª. Dra. Maria Ruth Amaral, e, graças à nova organização, receberam um prêmio internacional pela atuação social e gerencial conseguida pelos moradores com apoio da universidade. Desde aquela época, a estrutura dava sinais de estar com problemas, e em 2011 ficou evidente a necessidade de medidas corretivas urgentes. Uma das grandes dificuldades de intervir é que desconhece-se a resistência do concreto, os projetos estruturais e qualquer outra informação técnica sobre essa estrutura. Foi então que a Profª. Maria Ruth solicitou apoio do Prof. Paulo Helene. Foram realizadas inspeções visuais e detalhadas, com medidas geométricas, extração de testemunhos, profundidade de carbonatação e outros ensaios que viabilizaram um projeto de renovação da vida útil. Como o Condomínio não tem recursos para fazer frente aos gastos com uma intervenção corretiva tradicional, optou-se por treinamento dos moradores com técnicas de reforço que, em regime de mutirão, reforçaram parte da estrutura sob orientação técnica de empresa especializada. Atualmente, foram reforçados os pilares mais críticos do subsolo e do térreo, constituindo-se esta experiência um grande exemplo de responsabilidade social das empresas envolvidas e organização dos moradores, além de um caso ímpar de avaliação da durabilidade de estruturas de concreto.

*Palavra-Chave: Vida útil; reforço; corrosão, mutirão, responsabilidade social.*



Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto  
CBC2012  
Outubro / 2012



@ 2012 - IBRACON - ISSN 2175-8182

## Abstract

This article presents the work done to extend the lifespan of a building, constructed in 1960's, through a corrective intervention in the reinforced concrete structure. The unfinished building, inhabited by 42 families, is composed of eight floors and an underground level, being located in the Bom Retiro area in São Paulo. Due to the owner's death the enterprise was abandoned in the construction stages, without ever completing the superstructure. In mid 80's the building became a shelter for several families and they went on to complete the masonry, installed doors and windows and there they live precariously. The site had no preventive-maintenance work done and not even the waterproofing systems had been constructed, which means its structure had been exposed to the aggressive atmosphere of the capital (São Paulo) for 50 years. About 11 years ago the building became an object of study of a group of students of the FAU-USP, monitored by Prof<sup>a</sup>. Maria Ruth Amaral. Thanks to the new organization an international award was granted due to the social and managerial work achieved by the residents with support from the university. The structure presented signs of some trouble since that time, and in 2011 it became clear the urgent need for corrective measures. One of the big difficulties to intervene is that we didn't know the concrete resistance, the structural project or had any other technical information about this structure. It was then that the Prof<sup>a</sup>. Maria Ruth asked Prof. Paulo Helene for support. Detailed visual inspections were done, with geometric measures, core extraction samples, carbonation depth and other tests that allowed a project to extend the building's useful life. As the Condominium didn't have the resources to cover for the expenses that a traditional corrective intervention would require, it was decided to train the inhabitants in reinforcement techniques and they, acting in task forces, are strengthening the building's structure under the technical orientation given by a specialized company. Today the most critical pillars in the underground and ground floor have been strengthened, constituting this experience a great example of social responsibility of the companies involved and inhabitant organization, while being an unparalleled case to evaluate the durability of concrete structures.

*Keywords: lifespan; reinforcement; corrosion; task force; social responsibility.*

## 1 Introdução

A experiência, em andamento, tem como objeto a atuação conjunta da academia e de empresa privada numa comunidade carente, visando a transformação das condições de insegurança da estrutura de concreto, onde habitam 42 famílias reunidas num condomínio, tipo cortiço vertical de 8 pavimentos.

O Edifício União foi abandonado durante sua construção, nos anos 60 e “ocupado” para moradia nos anos 80. Desde de seu abandono, nenhum tipo de manutenção preventiva, revestimentos, proteções ou impermeabilizações foi realizada nessa estrutura de concreto, inacabada e sujeita à atmosfera agressiva de São Paulo.

A vedação das paredes foram realizadas pelos próprios moradores, com vários tipos de blocos, cerâmicos e de concreto.

A fachada lateral do Edifício pode ser observada na Figura 1.



Figura 1. Fachada lateral do Edifício União. Observa-se ausência de revestimento e de padronização nos caixilhos, aonde muitas janelas ainda são fechadas de forma improvisada.

Inúmeras melhorias já foram realizadas nesse edifício inacabado, através da iniciativa da Prof<sup>a</sup>. Maria Ruth Amaral de Sampaio, com participação da Universidade de São Paulo (USP) e empresas, que aproximando-se da população carente, contribuíram voluntariamente para a solução de seus problemas de melhoria do abrigo precário.

Entre as melhorias pode-se citar que já foram realizados mutirões de limpeza, pintura, instalação de rede elétrica, melhoria da fachada, e atualmente foi solucionado, em parte, um importante problema que ameaçava a segurança estrutural do imóvel - o reforço de dezesseis pilares com manifestações patológicas graves.

A estrutura apresentava um quadro de corrosão das armaduras preocupante e generalizado. Vários fatores que podem ter contribuído para o surgimento dessas manifestações patológicas, entre eles, projeto estrutural inadequado, má execução, ausência de manutenção e condições ambientais desfavoráveis, tais como umidade relativa e temperaturas elevadas, assim como atmosfera urbana e industrial típica de São Paulo que acarreta chuvas ácidas e agressivas.

O edifício apresenta-se hoje com mais de 40 anos e próximo do limite de vida útil, conforme previsto nas normas brasileiras, em especial a *ABNT NBR 15575:2010*, que especifica que a vida útil das estruturas deve ser no mínimo de 50anos.

Isso significa que além de mal projetada, mal construída, não receber manutenção, também se apresenta envelhecida naturalmente, graças à sua idade elevada.

Portanto, por diversas e diferentes razões, constatou-se que essa estrutura necessitava de intervenção corretiva imediata que assegurasse a ela uma renovação de vida útil de pelo menos mais 40anos.

Como não havia recursos para a contratação de empresa especializada, o caminho foi conseguir doações, elaborar um projeto de intervenção corretiva e implantar um treinamento com os próprios moradores/proprietários para salvar essa estrutura que estava, em julho de 2011, na iminência de ruir, por total comprometimento dos pilares da garagem.

Motivados pelo envolvimento da Prof<sup>a</sup>. Maria Ruth, o Prof. Paulo Helene, através de sua equipe da PhD Engenharia, doou o projeto de reforço, a correspondente ART do sistema CREA.CONFEA, usou seu prestígio junto a empresas doadoras de materiais, e, muitas horas técnicas para orientar, treinar, motivar e fiscalizar o trabalho comunitário dos moradores.

Atualmente já foram reforçados 16 pilares de sustentação do Edifício, localizados no subsolo e térreo, porém ainda faltam muitos outros componentes estruturais. Esse trabalho, altamente especializado, foi realizado pelos próprios moradores, nos finais de semana, orientados principalmente pela Eng. Karina Cavalcante da PhD Engenharia, que através de treinamentos implantaram procedimentos técnicos de reforço estrutural que puderam ser apreendidos e executados pelos mesmos.

Ressalta-se também que parte do material necessário foi doado pelas empresas Gerdau e MC Bauchemie, totalizando até o momento mais de 2 toneladas de aço e 7m<sup>3</sup> de graute estrutural de alta resistência.

Em paralelo à solução direta de restabelecimento da segurança e estabilidade do edifício, observa-se um resultado ímpar, pois a satisfação dos moradores em aprender um novo ofício, o próprio exercício da solidariedade, o orgulho de estarem contribuindo para a segurança de seu espaço comum, a certeza de estarem mantendo um patrimônio construído e obtido a duras penas, conferem a essa experiência cidadã de participação democrática um caráter inovador, educacional e muito positivo.

Além do reforço estrutural dos pilares e, automaticamente a renovação da vida útil de parte da estrutura, também foram realizados inúmeros ensaios para avaliar as condições reais do concreto empregado na estrutura, como ensaios de profundidade de carbonatação, extração de testemunhos e potencial de corrosão.

Enfim, o objetivo desse artigo é descrever essa experiência realizada, desde um diagnóstico até a execução passando pelo projeto.

## 2 Materiais e Métodos

### 2.1 Ensaios

A estrutura foi concebida e construída em concreto armado moldado *in loco*, não sendo conhecidas as classes de resistência do concreto, nem o diário de obra, pois não existem

os projetos estruturais originais, nem quaisquer documentos, desconhecendo também o projetista e o responsável técnico pela obra. As únicas plantas conhecidas eram as arquitetônicas (tipo “as built”), desenvolvidas pelos alunos da FAU.USP em parceria com a empresa Método Engenharia, nos anos 2009/2010.

Recentemente, foi elaborado um croqui da estrutura, pela empresa PhD Engenharia, através de inspeção *in loco* e ensaios que serão explicitados a seguir.

Além disso, para analisar as condições de vida útil da estrutura, também foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação, potencial de corrosão e extração de testemunhos.

### 2.1.1 Inspeção visual *in loco*

Através de inspeção visual e tátil, com ajuda de um martelo à percussão, foram encontradas manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado principalmente localizada no subsolo (que é utilizado atualmente como garagem) e térreo, compreendendo os elementos pilares, vigas e lajes.

A manifestação patológica mais grave no âmbito de segurança estrutural foram os níveis avançados de corrosão de armadura presentes nos pilares, lajes e vigas como observado na Figura 2 e 3.



Figura 2. Corrosão nas armaduras dos pilares do subsolo.



Figura 3. Corrosão nas armaduras das vigas e lajes do subsolo.

### 2.1.2 Aspectos geométricos e características das armaduras

Foram realizadas inspeções geométricas e locação das peças estruturais (vide Figura 4) que viabilizou, com o levantamento de toda estrutura, elaborar a planta de fôrma de todos os pavimentos.

O terreno possui uma área de 520m<sup>2</sup>, sendo 3.000m<sup>2</sup> de área construída. Uma vista geral da planta pode ser observado na Figura 5.



Figura 4. Inspeções geométricas realizadas com trena em todos os elementos da estrutura para a elaboração da planta de fôrma.

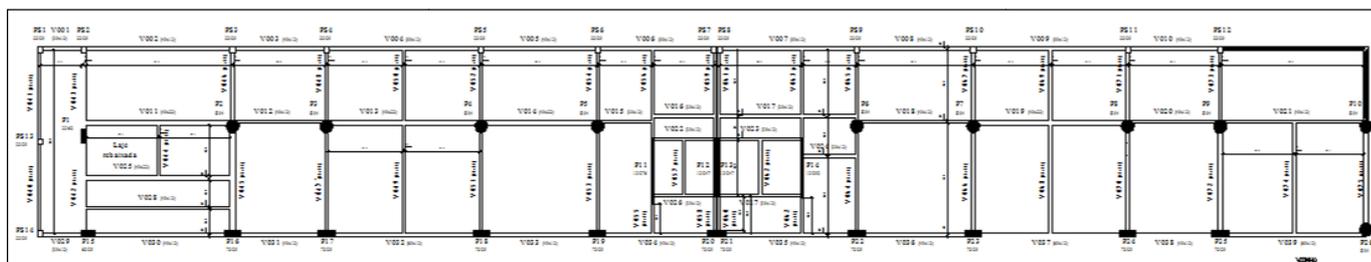


Figura 5. Detalhe da planta de locação dos pilares do subsolo.

Também foi conhecido os esquemas das armaduras, correspondendo a disposição e bitola das barras de aço presentes nos elementos de concreto armado, pois conforme informado não era conhecido o projeto estrutural original.

De acordo com Repette (1991), a prospecção visual das armaduras a partir da remoção do cobrimento do concreto é tido como o mais seguro e confiável dos métodos disponíveis para a determinação dos esquemas de armação de estruturas acabadas.

Dessa forma, foram retiradas faixas do cobrimento do concreto (geralmente com largura não superior a 7cm), através de ponteiro de marreta. Em alguns casos foram analisadas as armaduras expostas de pilares, vigas e lajes. Todas as medidas foram realizadas através do uso de equipamento tipo paquímetro e detector de barras de aço tipo pacômetro, segundo a necessidade.

Os pilares originais possuem seção circular de 54cm de diâmetro, com armaduras longitudinais compostas por barras de bitola 20mm a cada 50mm (lisas, CA 25) e os estribos com bitola 4,2mm a cada 200mm, conforme pode-se observar na Figura 6.

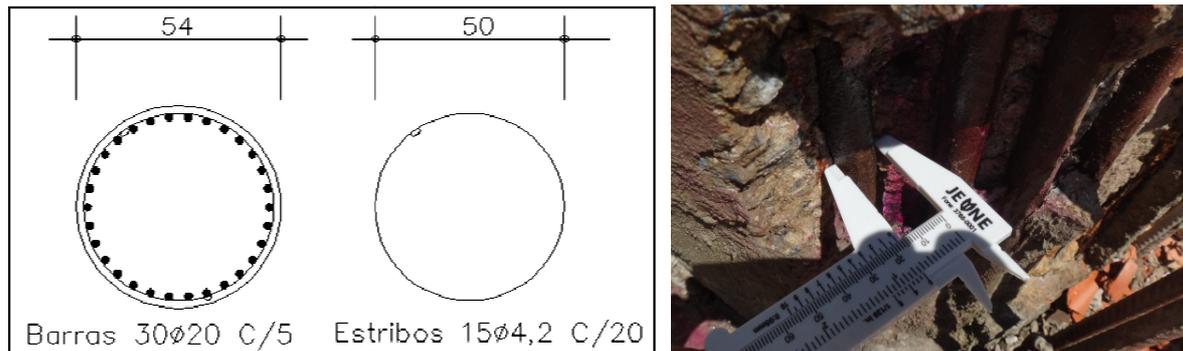


Figura 6. Esquema com a disposição e quantidades de barras e medidas realizadas com paquímetro para a verificação do diâmetro, respectivamente.

### 2.1.3 Profundidade de Carbonatação e Cobrimento

Foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação em alguns pilares e vigas através da utilização de fenolftaleína, conforme método de ensaio RILEM CPC-18 (1998), ver Figura 7.



Figura 7. Detalhe do ensaio de carbonatação sendo realizado no pilar através do uso de fenolftaleína.

Observa-se que através do ensaio verificou-se que a profundidade de carbonatação atingiu um valor médio em pilares da ordem de 36mm com cobertura médio de 25mm, como ilustra a Tabela 1. O cobertura máximo medido foi de 30mm e mínimo de 00mm, conforme pode-se observar na Figura 8.

Tabela 1. Profundidade de carbonatação e cobrimento das armaduras

Pilar	Localização	Profundidade de Carbonatação (cm)	Cobrimento (cm)
P1	subsolo	3,50	2,70
P17	subsolo	3,00	0,00
P18	subsolo	1,00	3,00
P2	térreo	6,40	2,50
P3	térreo	4,50	3,00
P17	térreo	3,10	2,60
PS7	térreo	4,50	2,50
P19	1º pav.	3,40	3,00
P20	7º pav.	3,00	3,00



Figura 8. Medidas de cobrimento encontradas, 30mm e 0mm, respectivamente.

Também houve casos do ensaio apresentar profundidades de carbonatação díspares no mesmo pilar, diferenciando apenas a região do ensaio. Por exemplo, não foi encontrada carbonatação no ensaio realizado no meio do pilar P3 localizado no térreo, porém já na parte inferior do pilar, foi encontrada uma profundidade de carbonatação de 45mm, (vide Figura 9).

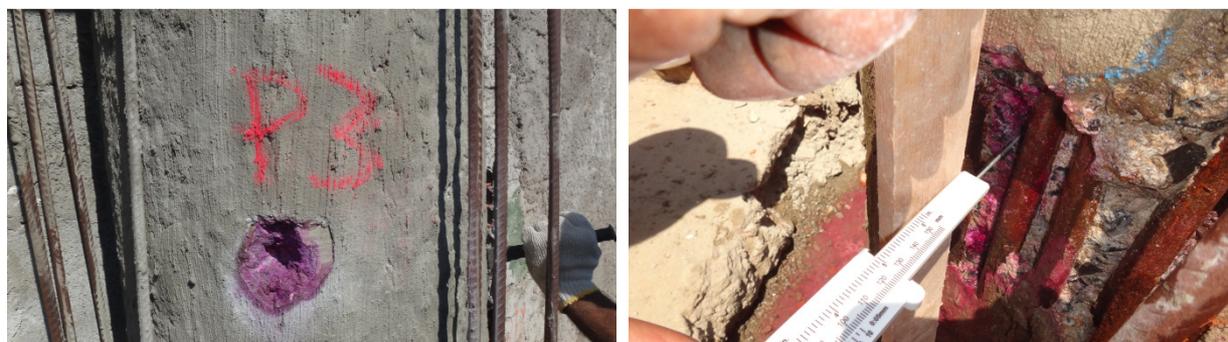


Figura 9. Detalhe de dois ensaios realizados no mesmo pilar (P3), diferenciando apenas as regiões. No primeiro exemplo (local reparado) o concreto não apresenta-se carbonatado e no segundo exemplo apresenta-se uma profundidade de carbonatação de 45mm.

#### 2.1.4 Extração de testemunhos (ensaio semi-destrutivo)

Quando se pretende estimar a resistência do concreto da estrutura, é consenso entre os pesquisadores que o método que propicia maior confiabilidade corresponde ao ensaio de extração de testemunhos de concreto.

Entretanto, deve-se ficar claro que os resultados obtidos dos testemunhos extraídos não correspondem à resistência característica do concreto à compressão. De acordo com Helene (2012), para ser conservador e estar conforme com a *ABNT NBR 6118:2007* deve-se majorar em apenas 10%.

Para ser pragmático e coerente com as demais normas nacionais e internacionais poder-se-ia majorar também, de pelo menos 6% devido ao efeito deletério de broqueamento, conforme *ACI 214/10*, e aumentar de 15%, conforme *ABNT NBR 6118:1978*. Tanto *ACI* quanto *EUROCODE* recomendam aumentar os resultados de testemunhos extraídos de até 1,23 para corresponderem ao valor mais provável daquele que seria obtido de um corpo de prova de controle, ensaiado conforme norma em condições padrões e ideais, conforme explica Helene (2012).

No total, foram extraídos 14 testemunhos de acordo com a *ABNT NBR 7680: 2007 Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento*. Na Tabela 2 pode ser observado os resultados de resistência dos testemunhos, com os valores já corrigidos.

Tabela 2. Resistência característica do concreto à compressão.

Elemento	local	$f_{c,ext.i}$ normalizado (MPa)	ACI 214/10 1,06	NBR 6118:2007 1,1	$f_{c,est.i}$ adotado	Resistência característica do concreto à compressão Atual MPa, $f_{ck}$
			efeito broqueamento	segurança %		
laje	térreo	22,9	24,3	26,7	26,7	25
laje	térreo	31,2	33,1	36,4	36,4	35
laje	térreo	30,8	32,6	35,9	35,9	35
viga	5º pavimento	27,9	29,6	32,6	32,6	35
viga	6º pavimento	32,2	34,1	37,5	37,5	35
pilar	térreo	26,3	27,9	30,7	30,7	30
pilar	4º pavimento	16,9	17,9	19,7	19,7	20
pilar	6º pavimento	31,1	33,0	36,3	36,3	35
pilar reforço	subsolo	80,0	84,8	93,3	93,3	95

Através dos valores obtidos na Tabela 2, foi possível calcular os parâmetros estatísticos, obtendo-se  $f_{c,médio} = 31,9\text{MPa}$ ,  $s_c = 5,5\text{MPa}$  com coeficiente de variação de 18%, que demonstram a grande variabilidade do processo construtivo empregado na época, com produção de concreto em canteiro sem muito rigor.

Desta forma considerou-se, para revisão da segurança e cálculos estruturais  $f_{ck}$  de 25MPa, e que as tensões de projeto no concreto podem ser conferidas a partir da fórmula clássica recomendada pela *ABNT NBR 6118:2007*, Equação 1, a saber:

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot 0,85}{\gamma_c} = \frac{0,85}{1,4} \cdot f_{ck} \quad (\text{Equação 1})$$

Nas Figuras 10, 11 e 12 podem ser observados os procedimentos adotados para a extração dos testemunhos. Foi utilizado o detector de barras de aço (pacômetro), os testemunhos foram extraídos com diâmetros de 50mm e 100mm e ensaiados no Laboratório de Concreto do IPT.



Figura 10. Procedimento de extração dos testemunhos realizados no Ed. União.



Figura 11. Detalhe dos testemunhos extraídos.



Figura 12. Detalhes dos testemunhos capeados e ensaiados.

### 2.1.5 Potencial de Corrosão

O potencial de corrosão é um dos parâmetros eletroquímicos de mais fácil determinação experimental. O conhecimento do valor do potencial de corrosão pode fornecer informações valiosas, tanto em aplicações práticas de técnicas de proteção contra a corrosão, como nas investigações nos processos corrosivos.

Apesar de qualitativo na análise de avaliação de corrosão das armaduras, o levantamento de potenciais de corrosão em estruturas constitui-se, ainda, na técnica mais utilizada para monitorar estruturas de concreto armado com vistas à corrosão das armaduras e constitui-se num instrumento que, se rigorosa e cuidadosamente utilizado, permite identificar de forma não destrutiva as áreas com corrosão (CASCUDO, 1997).

Os ensaios de medição de potencial de corrosão foram realizados conforme apresentado na Tabela 3, em um pilar escolhido aleatoriamente e que não apresentava visualmente indícios de corrosão. Observa-se que os valores que apresentarem mais positivos que -200 mV, conforme *ASTM 876 – 91*, indica uma possibilidade de 5% de corrosão das armaduras.

Tabela 3. Critérios de avaliação das medidas dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C876/91

Potencial de corrosão (mV)	Probabilidade de corrosão (%)
mais positivo que -200	5
mais negativo que -350	95
entre -200 e -350	incerta

Pode ser observado na Fig. 13 o ensaio de potencial de corrosão sendo realizado no pilar P18, localizado no subsolo do Ed. União e na Tabela 4 os resultados obtidos.



Figura 13. Determinação do potencial de corrosão no pilar 18.

Tabela 4. Valores médios obtidos através do ensaio de potencial de corrosão.

Potencial de corrosão (mV)
-239
-255
-225
-223
-194
-192
-213
-362
-247
-230
-295
-298
-440
-251
-344
-364
-182
-216
-181
-163
-220
-256
-225
-200
-190
-175

O principal diagnóstico é que trata-se de um caso típico de deterioração por corrosão de armaduras, devido ao fenômeno da carbonatação, característico de São Paulo. Considera-se como agravantes a má execução, que não primou por cobrimentos adequados, nem evitou bicheiras de concretagem. Some-se a essas condições desfavoráveis o fato de estar 40anos sem nenhuma manutenção.

Com esse diagnóstico e a comprovação de que havia armaduras principais em pilares cilíndricos com uma de redução de secção significativa de mais de 15%, e praticamente sem estribos (vide Figura 14), a segurança do Edifício estava realmente comprometida. Além disso, o concreto não foi revestido e encontrava-se na condição de exposto (aparente), sem ter sido projetado nem construído para tal grau de exposição agressiva.



Figura 14. Detalhe do grau de corrosão das armaduras longitudinais dos pilares cilíndricos, localizados no térreo do Ed. União.

### 3 Projeto de Reforço Estrutural

A partir de julho de 2011 iniciou-se um projeto para o reforço dos pilares cilíndricos, que “nascem” no subsolo e “morrem” no pavimento térreo do Edifício União, totalizando 16 pilares.

Inicialmente, para fins de avaliação global do edifício, procede-se com a elaboração de um modelo estrutural conforme o estado atual da estrutura de concreto existente no edifício, adotando a geometria existente e utilizando critérios de verificação de cálculo conforme normalização existente na época de sua construção.

Após a obtenção dos esforços solicitantes, o projeto foi adaptado para atender aos critérios de dimensionamento da *ABNT NBR 6118:2007*.

Dessa forma, foi elaborado o projeto de reforço estrutural, conforme a planta esquematizada na Figura 15. O reforço escolhido foi do tipo encamisamento do pilar existente, através de uma coroa armada de 6cm de espessura, logo, o pilar passou a ter um diâmetro de 68cm.

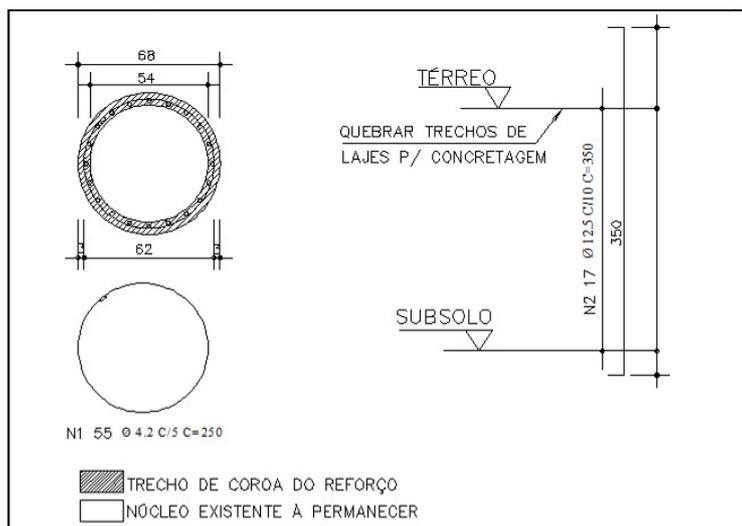


Figura 15. Esquema do reforço projetado.

Como pode-se observar na Figura 15, o projeto apresenta 20 barras com bitola de 12,5mm a cada 10cm (de centro a centro), CA 50, nervuradas e comprimento de 4,3m. Já os estribos, barras com bitola 4,2mm a cada 5cm, CA 60, liso e “dobrados” com ganchos nas pontas e transpasse de 30cm.

A capacidade portante dos pilares originais, conforme avaliado na verificação preliminar do projeto, era de 200t e a capacidade do reforço estrutural foi dimensionada para 400tf, com a utilização de um graute com resistência característica à compressão de 50MPa aos 28 dias de idade. A armadura nova foi calculada como armadura principal do pilar, desconsiderando a armadura existente, devido ao avançado processo de corrosão nelas existentes.

Porém, para o sucesso do reforço, vários fatores importantes foram também levados em consideração, como o custo, a disponibilidade de mão-de-obra especializada, disponibilidade de materiais e equipamentos, e restrições durante a operação de reforço. Tendo em vista que a mão-de-obra utilizada era dos próprios moradores do edifício, sem nenhuma qualificação na área de engenharia civil, principalmente de na de recuperação e reforço estrutural, a PhD Engenharia realizou vários treinamentos, através, principalmente de apresentações em *power point*, além de estar presente em todos os finais de semana em que foram realizados os trabalhos de reforço, totalizando 11 meses de serviços voluntários.

Como se sabe, a execução de um reforço estrutural possui um custo muito elevado, custo esse que o edifício não teria condições de arcar. Assim, foram conseguidas doações de duas empresas, Gerdau e MC Bauchemie, para as barras de aço, a ponte de aderência e o graute que foram os principais materiais utilizados na execução do reforço.

#### 4 Formas de Implementação e Execução

As etapas do reforço consistiam na preparação do substrato, montagem da armadura, preparação da fôrma, preparação do graute, concretagem, desfôrma e cura.

Os trabalhos foram realizados aos finais de semana (sábados e domingos), com equipes de aproximadamente sete homens que trabalhavam em regime de revezamento. Os moradores, durante os trabalhos de recuperação e reforço, se mostraram muito organizados, além de terem adquirido todas as ferramentas e EPIs solicitados pela PhD Engenharia.

A primeira etapa de execução do reforço consistia na preparação do substrato, ou seja, foram retiradas as partes soltas do pilar e posteriormente toda a sua superfície foi lavada com jato de água sob pressão, de modo a remover toda a poeira e material solto presente.

Após a superfície limpa, foi aplicada a ponte de aderência. Para a mistura dessa ponte de aderência, foi utilizado um misturador mecânico de baixa rotação com a quantidade de água e o tempo de mistura estipulado pelo fabricante, até obtenção de uma pasta. Logo a seguir, foi aplicada a mistura no concreto em toda a superfície do pilar, através de um pincel tipo brocha (redondo).

Posteriormente, foi aberto o piso e escavou-se em volta do bloco de fundação, observando por sua vez sua integridade. Então, foram executados vários furos intercalados (conforme projeto) no bloco de fundação, através de uma furadeira elétrica,

com broca de 16mm (5/8”) com aproximadamente 30cm de profundidade, para ancoragem da nova armadura do reforço.

Para ancoragem química, foi aplicado a resina de base epóxi, fabricado pela empresa Anchortec, TECFIX ONE. Algumas barras também foram ancoradas nas vigas e foram quebradas algumas partes da laje para a passagem do graute.

Depois de todas as barras longitudinais devidamente inseridas, passou para a execução da armação dos estribos. Foi estipulado um cobrimento interno mínimo de 20mm e cobrimento externo mínimo de 30mm, através do uso de espaçadores de plástico. A Figura 16 apresenta alguns dos moradores montando a armadura do reforço.



Figura 16. Observar alguns moradores montando as armaduras transversais do reforço.

Em paralelo com a confecção da armadura, foi construída uma fôrma metálica padrão, que foi utilizada para o reforço de todos os pilares. O grauteamento foi realizado em 3 etapas, nas duas primeiras etapas foi utilizada a fôrma metálica e na última etapa foi confeccionada pelos próprios moradores várias fôrmas em madeira.

Para a mistura do graute foi adicionado 25% de pedrisco lavado em massa. Esse pedrisco foi peneirado, para remover algum tipo de pó que pudesse estar presente e o mesmo foi pesado, através de uma balança calibrada. A água também foi estipulada através de um medidor de plástico, com a quantidade recomendada pelo fabricante (3 litros).

A desforma ocorria após 24h a partir da última concretagem e foi realizada a cura, através da manta de cura encharcada com água.

## 5 Resultados e Discussões

Também foi realizado o controle tecnológico de todo o graute utilizado para o reforço, especificamente o produto nomeado Emckrete 40 da empresa MC Bauchemie. Os ensaios foram realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) através de doação, podendo ser observados na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados de resistência à compressão do graute aplicado nos pilares.

Data	$f_{ck}$ projeto (MPa)	Moldagem	Elementos	Resistência à compressão axial (MPa) 28dias
20/08/2011	50	2cp	P1	64,8
27/08/2011	50	2cp	P2	63,9
04/09/2011	50	2cp	P3	73,8
10/09/2011	50	2cp	P4	90,3
08/10/2011	50	2cp	P5	56,0
15/10/2011	50	2cp	P6	85,8
22/10/2011	50	2cp	P7	100,8

De acordo com a Tabela 5, os resultados apresentaram valores de resistências à compressão bem superiores ao estipulado projeto, considerando em média 65MPa, ao invés de 50MPa.

Através dos valores obtidos na Tabela 5, foi possível calcular os parâmetros estatísticos, obtendo-se  $f_{c,médio} = 76,5\text{MPa}$ ,  $S_{c,médio} = 15\text{MPa}$  e coeficiente de variação de 19%, evidenciando também a alta variabilidade de um processo de produção e controle de concreto de forma artesanal e no canteiro.

Ressalta-se ainda que o reforço foi projetado para suportar sozinho toda a carga do pilar, desprezando a resistência do pilar original, logo, a sua armadura foi calculada como a sua armação principal, desconsiderando a já existente, devido ao problema de corrosão de armadura.

Tem-se que a carga máxima atuante no pilar original mais solicitado é da ordem de 200tf e a capacidade resistente considerando só o reforço é da ordem de 400 tf.

Nas Figuras 17 e 18 podem ser vistos os pilares cilíndricos já reforçados localizados no subsolo e térreo do Ed. União.



Figura 17. Pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7 e P8 já reforçados, localizados na garagem do edifício.



Figura 18. A continuação do reforço nos 8 pilares localizados no térreo do Ed. União.

## 6 Conclusões

Com base no projeto elaborado pela PhD Engenharia, assim como o acompanhamento da execução do reforço nos 16 pilares cilíndricos localizados no subsolo e térreo do Ed. União, além dos resultados de resistência à compressão aos 28 dias de idade do graute aplicado na coroa de reforço, pode-se dizer que o reforço atende aos quesitos de segurança e desempenho estrutural impostos pela *ABNT NBR 6118:2007 "Projeto de estruturas de concreto – Procedimento"*.

Esta etapa da intervenção já foi concluída, mas ainda existem outros reparos e reforços estruturais a serem feitos, para alcançar definitivamente a segurança da estrutura. Porém, para continuar com a revitalização do edifício, os moradores precisam continuar contando com o apoio dos empresários, comerciantes e principalmente da universidade. Pois este é um grande exemplo de extensão de serviços à comunidade e cidadania.

E o mais importante, é que todas as famílias terão orgulho de morar no Ed. União, com seus apartamentos devidamente seguros e regularizados. E as crianças poderão crescer muito mais tranquilas e seguras.

## 7 Agradecimentos

Agradecemos às empresas Gerdau e MC Bauchemie por doarem os materiais utilizados no reforço. Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), por realizar gratuitamente os ensaios de resistência à compressão dos corpos-de-prova de controle e testemunhos.



Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto  
CBC2012  
Outubro / 2012



@ 2012 - IBRACON - ISSN 2175-8182

## 8 Referências Bibliográficas

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 214.4R-10. Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results.** Detroit, June 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 876-91. Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.** United States, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7680. Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

HELENE, Paulo. **Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança.** São Paulo, ABECE Informa, ano 16, n. 90, Mar.Abr. 2012 p.16-23

REPETTE, W. L. **Contribuição à Inspeção e a Avaliação da Segurança de Estruturas Acabadas de Concreto Armado.** Dissertação apresentada ao curso de pós-graduação em Engenharia Civil à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 1991.