

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE DEFEITOS COMUNS NA RESISTÊNCIA DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Arq. Paula Reis Torres¹
MSc, PhD Luiz Carlos Pinto da Silva Filho²

RESUMO

A partir da observação da contínua demanda na construção civil é possível perceber o crescente número de casos de problemas estruturais nas edificações. Apesar de já se conhecer os sintomas, com novas tecnologias surgindo, é imprescindível revisar conceitos e dar atenção às causas das manifestações. Este trabalho analisa as consequências de defeitos comuns na resistência de pilares de concreto armado, provocando problemas de concretagem e monitorando suas implicações através de extensômetros de resistência e um leitor de deformações. Durante a análise dos ensaios foi possível perceber lesões nos pontos de maior delicadeza das estruturas e uma diminuição considerável da resistência das peças, evidenciando que a pressa e o descuido na execução podem significar problemas estéticos, perda de resistência, necessidade de reparo e até o colapso da estrutura.

Palavras-chave: Pilares. Concreto armado. Defeitos. Resistência.

1. INTRODUÇÃO

Desde que, em meados do século XIX, o concreto armado passou a ser amplamente empregado, este tipo de sistema vem sendo considerado como praticamente eterno, desde que tenha manutenção adequada. Com a grande solicitação à construção civil o volume de casos de manifestações patológicas nas edificações aumentou, especialmente em pilares, elementos utilizados para transpor cargas dos demais elementos e pavimentos para as fundações.

Estudos na área comprovam que lesões que tenham maior incidência do que outras, não são, necessariamente, mais significantes ou apresentam maiores riscos.

¹ aluna do curso de Especialização em Construção Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos

² diretor do curso de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

É preciso conhecer os sintomas para poder diagnosticá-los corretamente. Na área de patologias, já se conhece muito sobre os defeitos do concreto armado, mas com novas tecnologias surgindo, é imprescindível revisar conceitos e dar, novamente, atenção às causas dos sintomas.

Este artigo analisa alguns dos defeitos mais comuns na resistência e segurança de pilares de concreto armado e, com base nos resultados, aponta quais são suas consequências e quais as alternativas de reforço e proteção. Para tal, foram construídos dois pilares de controle, dois pilares com problemas de traço e dois pilares com problemas de continuidade. Todos foram instrumentados e ensaiados para que possamos ter consciência do que ocorre com um pilar quando este é mal executado. O exame dos resultados evidencia um elevado número de lesões nas regiões de maior sensibilidade da estrutura e a diminuição considerável da resistência das peças, necessitando, futuramente, de reforços.

Para exibir as informações encontradas, primeiramente será apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre pilares de concreto armado e alguns de seus defeitos mais encontrados. A seguir serão apresentados os modelos de pilares utilizados neste estudo, como eles foram instrumentados e quais os métodos de ensaio. Por fim, serão expostos os resultados finais e as conclusões com eles obtidas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Problemas de execução em pilares são relativamente comuns, alguns desses defeitos são mais nocivos, outros menos, alguns nem sequer apresentam risco. O ideal é tentar evita-los e conhecer seus sintomas para que se possa ter um diagnóstico o mais cedo possível.

De um modo geral, alguns sintomas tendem a ser mais frequentes entre as estruturas de concreto armado. De acordo com HELENE/PEREIRA (2005) eles são manchas superficiais, fissuras ativas e passivas, corrosão de armadura, ninhos, flechas excessivas e degradação química. A proporção de suas ocorrências estão demonstradas na Figura 1.

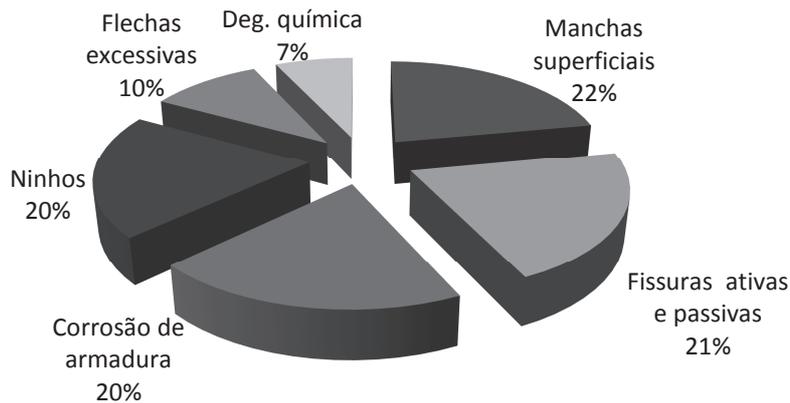


Figura 1 – Gráfico de distribuição relativa de incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto aparente. HELENE/PEREIRA (2005).

As manifestações a serem discutidas neste trabalho são os ninhos de concretagem, causados por segregação e fissuras causadas pela diminuição da resistência do concreto devido a problemas de traço.

Os ninhos de concretagem, popularmente conhecidos como “bicheiras”, ocorrem em um pilar quando o agregado ou alguma sujeira ocupa uma parte da seção, impedindo que o concreto seja espalhado pela forma do modo como deveria. O resultado disso é um espaço vazio na estrutura, como ilustram as Figuras 2 e 3. Segundo FIGUEIREDO/O'REILLY (2005), os ninhos têm quatro causas principais: dosagem inadequada, agregados graúdos dimensionados maiores que o espaçamento da armadura, concreto depositado na forma de uma altura superior que 2,50m e compactação inadequada, excessiva ou deficiente. FIGUEIREDO/O'REILLY (2005) ainda descrevem um prognóstico e sugerem alternativas de correção. Os prognósticos podem ser agregados sem coesão e aparentes, armaduras aparentes, concreto poroso, diminuição da resistência, carbonatação e corrosão das armaduras. HELENE (2005) propôs as seguintes ações de correção: Remover o concreto segregado até atingir o concreto sadio, limpando as superfícies; Em casos de reparos superficiais, utilizar argamassa; Em casos de danos profundos, utilizar graute ou concreto; Aplicar revestimento de proteção.



Figura 2 – Exemplo de ninho superficial
HELENE/PEREIRA (2005)

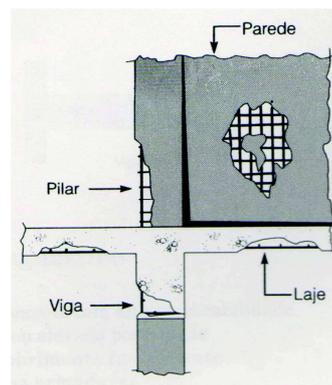


Figura 3 – Exemplo de manifestações típicas
HELENE (1992)

Fissuras em estruturas de concreto armado podem ter diversas origens. De acordo com HELENE (1992), as causas principais são a má colocação ou insuficiência de estribos, carga superior à prevista, mau adensamento do concreto e concreto de resistência inadequada. Os problemas gerados por fissuras no concreto, segundo FIGUEIREDO/O'REILLY (2005), são o transporte de agentes agressivos ao interior da peça e, conseqüentemente, à armadura, gerando, a longo prazo, carbonatação, corrosão e, finalmente, colapso da estrutura. As alternativas de correção são, observando o nível de deterioração da peça, remover as partes soltas e limpar as superfícies; restaurar o monolitismo por injeção de resinas; aumentar a seção; reforçar as estruturas com chapas metálicas, graute, argamassa ou fibras.

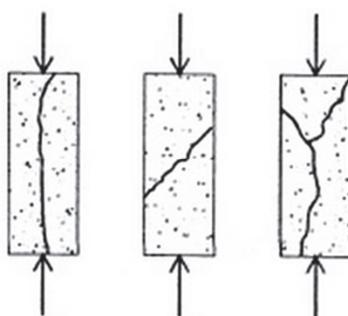


Figura 4 – Exemplos de fissuras causadas em pilares esbeltos ou medianamente esbeltos por diminuição da resistência do concreto HELENE/PEREIRA (2005)

As medidas de recuperação do concreto armado são vastas e, geralmente, um só recurso serve para reparar danos gerados por mais de um defeito, como por exemplo, o reforço com graute ou fibras de carbono. O sistema utilizado para correção varia de acordo com a peça e a situação em que se encontra, nem sempre

a estrutura que apresenta sintomas patológicos se encontra em um local de fácil acesso, ou nem sempre o material de reforço desejado está disponível.

Exemplos da versatilidade de alternativas de recuperação de estruturas de concreto são os trabalhos de CORRÊA, VINAGRE E SOUZA (2002), que optaram por reparar pilares com argamassa (Figura 5.1), acreditando que esse sistema era mais rápido e aplicável ao seu caso, enquanto FERREIRA E BARROS (2001) escolheram uma resina a base de fibra de carbono para reforçar pilares, como mostra a Figura 5.2. Já OMAR (2006) aplicou concreto auto-adensável para corrigir as falhas descritas em seu estudo, conforme Figura 5.3.



Figura 5.1 - Pilares em diferentes estágios de reparação com argamassa. Fonte: CORRÊA, VINAGRE, SOUZA (2002)



Figura 5.2 - Pilar em processo de reparação com resina a base fibra de carbono. Fonte: FERREIRA, BARROS (2001)

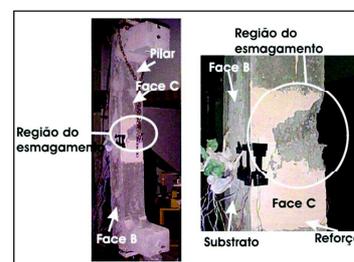


Figura 5.3 - Pilar ensaiado após reforço com concreto auto-adensável. Fonte: OMAR (2006)

3. DESCRIÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS

3.1 Materiais e métodos

3.1.1 Características dos modelos ensaiados

Neste trabalho foram selecionados dois dos defeitos mais comuns na execução de pilares de concreto armado: problemas de traço e de continuidade. Para cada defeito, existe um pilar de controle, sem defeito, e dois pilares com defeito, resultando em seis pilares. A fim de que a análise dos resultados destas falhas fosse realizada em pilares considerados medianamente esbeltos, os prismas do estudo foram concebidos com seção retangular de 12x15cm e com 150cm de altura.

Os modelos foram executados em duas etapas, primeiro concretou-se P1 e P3 (com problemas de continuidade) e P2 (sem falhas). Em seguida, concretou-se

P4 e P5 (com aumento na relação água/cimento e excesso de superplastificante) e P6 (sem falhas).

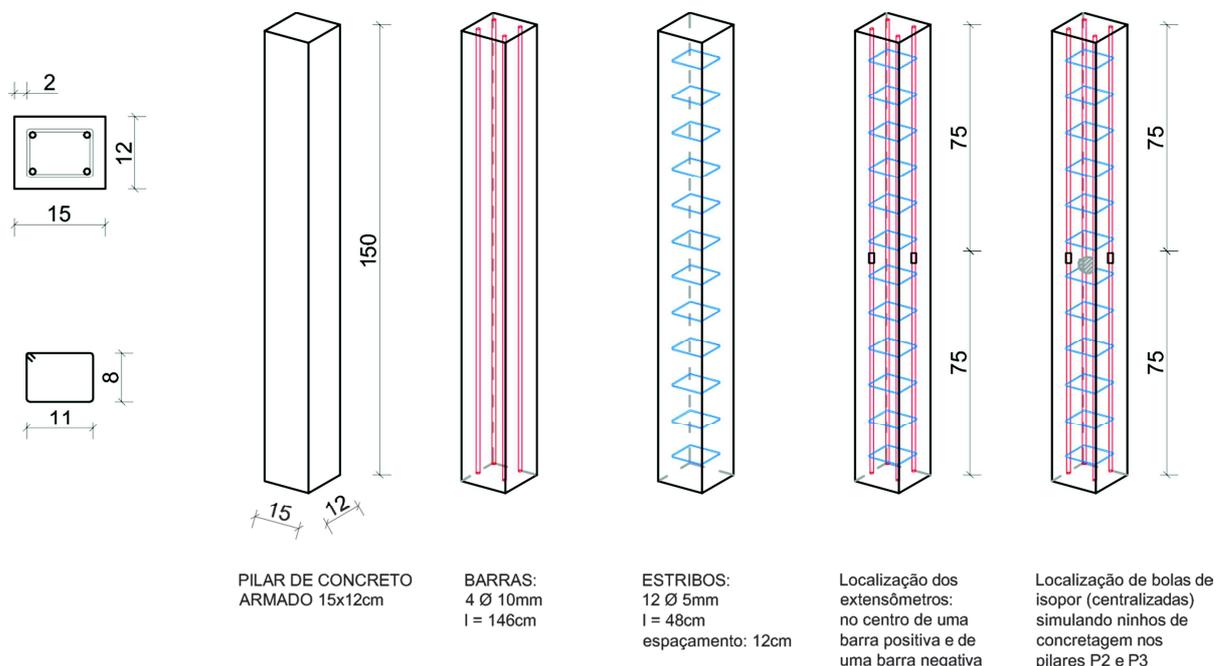


Figura 6 – Seções transversais e perspectivas mostrando, de forma geral, os elementos estudados.

O primeiro grupo de pilares (P1, P2 e P3) foi moldado com o objetivo de simular e verificar a influência de falhas de continuidade na resistência dos pilares. Dessa forma, P2 foi executado sem falhas, para haver uma referência. Para simular um ninho de concretagem, P1 e P3 foram executados cada um com uma bola de isopor, presa por arames e ocupando 15% da seção, conforme a Figura 7, posicionada conforme a Figura 6.

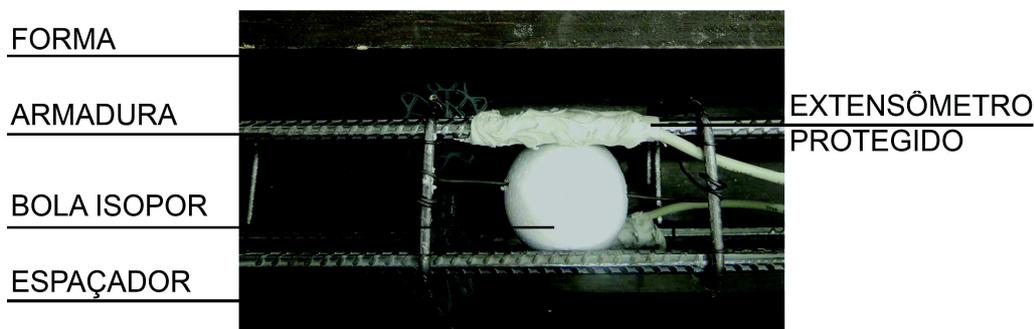


Figura 7 – Posicionamento da bola de isopor simulando um ninho de concretagem.

Todos os prismas foram feitos a partir do traço 1: 2,6 : 3,44, demonstrado na Tabela 1, de modo a obter-se uma resistência entre 25 e 30MPa. A única diferença é

que no segundo grupo de pilares (P4, P5 e P6), em que o objetivo era exatamente provocar erro de traço, os dois pilares escolhidos para apresentar defeitos foram executados com seus traços alterados conforme a Tabela 2.

TABELA DE TRAÇO P1, P2, P3 e P4						
	QUANTIDADE	CIMENTO	TEC FLOW	AREIA	BRITA	ÁGUA
UNIDADE		(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(L)
PROPORÇÃO		1	0,1%	2,6	3,44	0,58
cp cilindricos	6	3,69	0,01	9,59	12,69	2,14
cp prismáticos	3	31,71	0,04	82,43	109,07	18,39
TOTAL		35,39	0,05	92,03	121,76	20,53

Tabela 1 – Tabela de traço.

TABELA DE TRAÇO P5 e P6 (aumento relação A/C e excesso de aditivo)						
	QUANTIDADE	CIMENTO	TEC FLOW	AREIA	BRITA	ÁGUA
UNIDADE		(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(L)
PROPORÇÃO		1	0,2%	2,6	3,44	0,77
cp cilindricos	6	3,69	0,01	9,59	12,69	2,84
cp prismáticos	3	31,70	0,05	82,43	109,06	24,41
TOTAL		35,39	0,06	92,02	121,75	27,25

Tabela 2 – Tabela com alteração de traço.

3.1.2 Instrumentação

Para medir as deformações médias dos pilares ensaiados foram instalados extensômetros elétricos de resistência, especiais para medições em aço, em posições opostas nas barras da seção de cada prisma, conforme Figura 6. O processo de instalação dos extensômetros nas barras de aço se divide em várias etapas, demonstradas nas Figuras 8. O primeiro passo é lixar o ponto da barra onde o extensômetro vai ser colado até que as ranhuras sumam e haja uma área lisa, lembrando-se de evitar, ao máximo, perder área de aço. Em seguida, se limpa a região agora lisa da barra com uma gaze embebida em éter.



Figura 8.1 - Procedimento de lixar a barra de aço até que essa tenha uma superfície lisa



Figura 8.2 - Barra com a área de aplicação do extensômetro lisa



Figura 8.3 - Limpeza da área de aplicação com éter

O extensômetro é muito delicado e não deve ser manuseado diretamente, para colá-lo na barra recomenda-se que ele seja colado em uma fita adesiva e dela transferido para a barra. Depois de transferido para a barra, levanta-se um pedaço da fita, somente o necessário para levantar o corpo do extensômetro, possibilitando a aplicação de uma cola adesiva instantânea. Após, reposiciona-se a fita, pressionando a área por um minuto. E, por fim, se deixa o adesivo agir por, no mínimo, dois minutos. Neste experimento, o tempo de ação do adesivo foi de um dia.

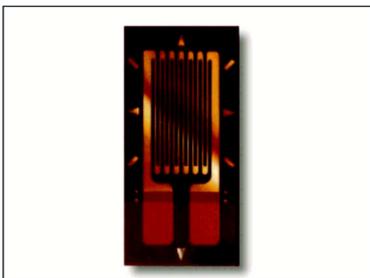


Figura 8.4 - Aparência do corpo do extensômetro. Fonte: ANDOLFATO /CAMACHO/DE BRITO (2004)



Figura 8.5 - Procedimento de lixar a barra de aço até que essa tenha uma superfície lisa



Figura 8.6 - Barra com a área de aplicação do extensômetro lisa

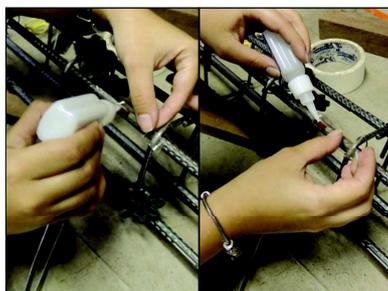


Figura 8.7 - Limpeza da área de aplicação com éter



Figura 8.8 - Aparência do corpo do extensômetro. Fonte: ANDOLFATO /CAMACHO/DE BRITO (2004)

Enquanto o adesivo do extensômetro seca, preparam-se os conectores e os cabos de conexão com o aparelho de leitura, o Spider. Inicialmente, desencapam-se as duas pontas de cada cabo, removendo a parte de cobre e deixando somente os fios necessários, que são três, desencapados conforme as Figuras 9.1 e 9.2. Com um fio de estanho, preparam-se as pontas dos fios remanescentes para a solda (Ver Figura 9.4), atentando ao fato de que em uma das extremidades do cabo, dois dos três fios remanescentes devem ser soldados juntos conforme a Figura 9.4.



Figura 9.1 - Desencapar as extremidades do cabo

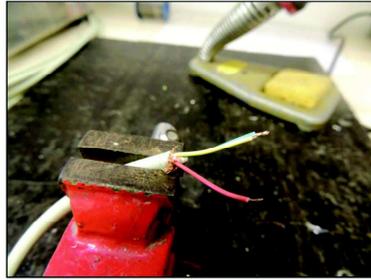


Figura 9.2 - Deixar apenas três fios com as pontas à mostra, removendo os demais fios

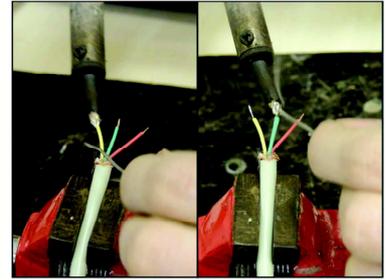


Figura 9.3 - Aplicar estanho nas pontas dos fios

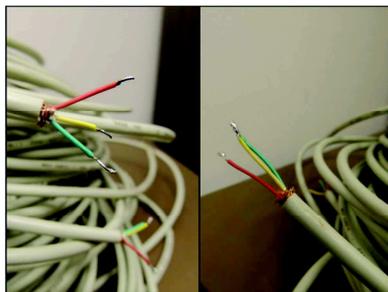


Figura 9.4 - Lembrando que em uma das extremidades do cabo, dois fios devem ser soldados juntos



Figura 9.5 - Conector de 15 pinos

O aparelho Spider, especificamente, necessita de um conector de 15 pinos como o da Figura 9.5. Para a conexão com o extensômetro as soldas devem ser feitas de acordo com Figura 10, não importando a ordem que são feitas as soldas, mas sim, as posições em que são feitas. Primeiro recomenda-se que seja feita uma ponte entre os pinos 3 e 11, como mostra a Figura 11.1, a seguir os fios que estão soldados juntos na outra extremidade do cabo são presos aos pinos 1 e 6 (Figuras 10.2 e 10.4) e por fim, o fio deixado solto é fixado ao pino de número 4, conforme Figura 11.3.

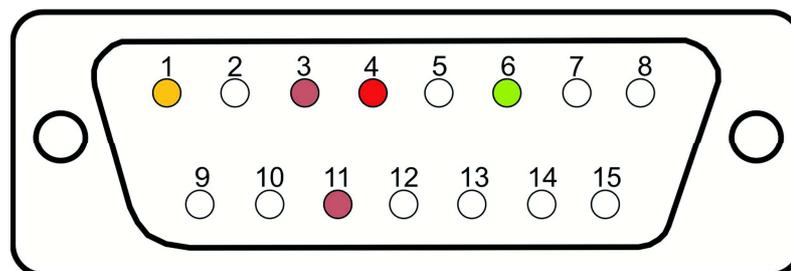


Figura 10 - Ligações dos fios no conector



Figura 11.1 - Ponte soldada entre os pinos 3 e 11

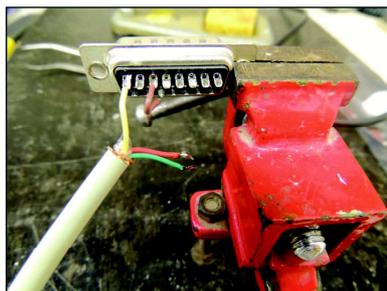


Figura 11.2 - Fio amarelo conectado no primeiro pino

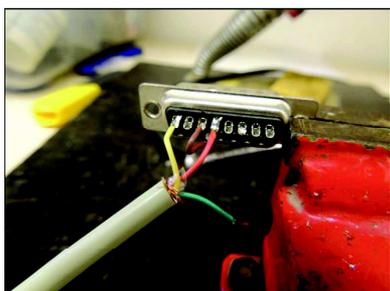


Figura 11.3 - Fio vermelho soldado ao pino 4

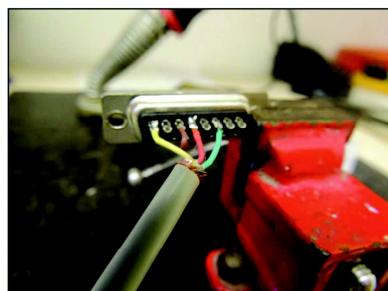


Figura 11.4 - Fio verde soldado ao pino 6

Com o adesivo seco, é possível levantar os dois fios do extensômetro até que eles já não estejam mais se encostando à barra, de acordo com a Figura 12.1, para garantir que os fios do extensômetro não meçam corrente pela barra de aço, se cola uma fita isolante na barra e retornam-se os fios para a posição inicial. Em seguida, prende-se a ponta solta do cabo à barra com uma fita, posicionando os fios do cabo próximos aos fios do extensômetro.

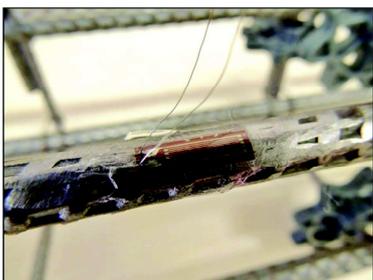


Figura 12.1 - Levantar os dois fios do extensômetro



Figura 12.2 - Proteger os fios do extensômetro colocando fita isolante na barra. Voltar os fios para a posição original



Figura 12.3 - Prender a ponta do cabo, que não está soldada ao conector, na barra

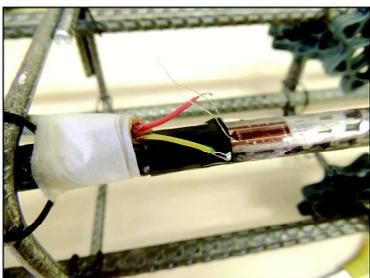


Figura 12.4 - Aproximar e soldar as pontas de um dos fios do cabo e do extensômetro

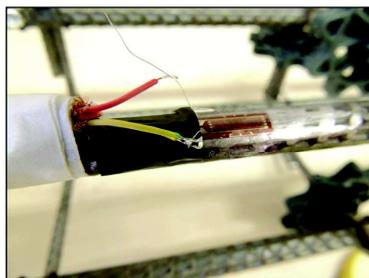


Figura 12.5 - Cortar o excesso para facilitar o manuseio

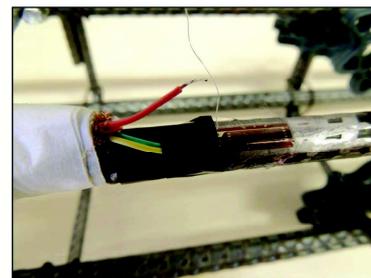


Figura 12.6 - Separar e proteger as pontas soldadas com uma fita isolante

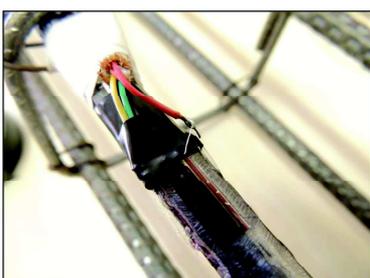


Figura 12.7 - Repetir o processo de solda com o outro fio



Figura 12.8 - Proteger os fios soldados com uma fita isolante



Figura 12.9 - Testar o funcionamento das soldas feitas

O próximo passo é soldar, com estanho, um dos fios dos conectores a um dos fios do extensômetro e, a seguir, proteger a ponta soldada com fita isolante para que os dois polos formados não influenciem um ao outro, conforme a Figura 12.6. Após repetir o processo de solda e isolamento do outro polo, proteger os dois fios com fita isolante (Figura 12.8) e testar a execução das soldas executadas com um voltímetro (Figura 12.9). Para finalizar a instrumentação, protege-se todo o conjunto com uma massa feita com uma cola plástica e um catalisador, como demonstrado na imagem abaixo.

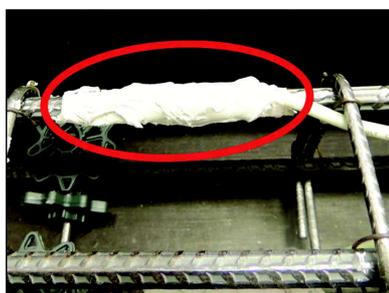


Figura 11.10 - Extensômetro protegido com massa plástica

3.1.3 Concretagem

Os pilares estudados foram concretados em dois grupos de três pilares, utilizando a mesma forma, com cinco dias de diferença. Como já foi citado no item

3.1.1, o traço inicial do concreto foi de 1: 2,6 : 3,44, com o objetivo de manter a resistência entre 25 e 30MPa. Somando os pilares e os corpos de prova utilizados, o volume total de concreto foi de 174,96L, conforme Tabela 3.

TABELA DE VOLUME DE CONCRETO P1, P2, P3, P4, P5 e P6							
UNIDADE	cm	cm	cm	cm ³		kg	L
número cp cilíndricos	diâmetro cp	altura cp		volume	densidade	massa	volume
12	10	20	-	18.849,56	2552	51,95	
número cp prismáticos	largura	profundidade	altura	volume	densidade	massa	volume
6	15	12	150	162.000,00	2552	446,50	174,96
TOTAL						498,45	174,96

Tabela 3 – Tabela de cálculo de volume de concreto.

Para que haja referência de onde se localizam as falhas e para que se saiba a posição dos extensômetros, a etiquetagem de cada cabo é importante, indicando a qual pilar pertence e a qual extensômetro se refere. As formas dos pilares foram montadas deitadas, como mostra a Figura 13.3, para facilitar a instrumentação e o manuseio.

Como para o primeiro grupo de pilares o defeito escolhido foi o de ninho de concretagem, antes de iniciar o processo de execução da estrutura, foi presa às armaduras uma bola de isopor em cada pilar com falha (P1 e P3) ocupando 15% da seção, como já foi demonstrado na Figura 7. Após a falha ser provocada, a concretagem seguiu normalmente. Depois da desmolda do primeiro grupo de pilares, a forma foi limpa e remontada para que o segundo grupo fosse executado.



Figura 13.1 - Betoneira de 400L

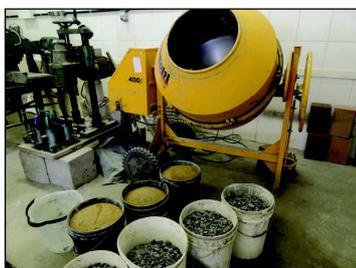


Figura 13.2 - Pesar e separar material utilizado

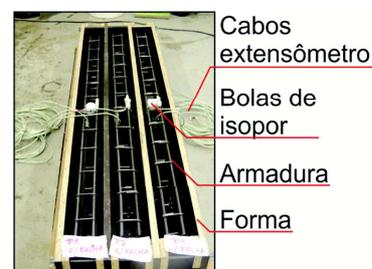


Figura 13.3 - Forma com as armaduras posicionadas para a primeira etapa de concretagem



Figura 13.4 - Preenchimento parcial das formas



Figura 13.5 - Vibrar o concreto



Figura 13.6 - Finalizar o preenchimento das formas



Figura 13.7 - Finalizar o preenchimento das formas, repetindo o processo de vibração e alisar a superfície à mostra



Figura 13.8 - Concretagem finalizada

Cabos extensômetro
Pilares concretados
Forma

O defeito programado para o segundo grupo de pilares foi o erro de traço, por aumento da relação água cimento e excesso de aditivo. No primeiro momento, o concreto foi executado corretamente, obedecendo ao traço de cálculo, para que se concretasse P6 e dois corpos de prova. A seguir foram adicionados 6,72 litros de água, aumentando a relação água cimento para 0,77, e 0,01kg de superplastificante, aumentando sua proporção no traço para 0,2%. Com o traço do concreto alterado, P4, P5 e quatro corpos de prova foram concretados.



Figura 13.9 - Corpos de prova



Figura 13.10 - Pilares com problemas de traço executados

3.1.4 Método de Ensaio

Os ensaios foram realizados em um pórtico, com tensão de compressão centralizada. E para que os pilares não se movessem conforme a carga fosse aumentando, criou-se uma pequena contenção no disco do pórtico com cantoneiras aparafusadas, originando em uma área de encaixe para os prismas, conforme Figura 14.2.

O acompanhamento das cargas e deformações foi feito com o Spider, aparelho que mede a passagem de corrente pelos extensômetros, interpreta-a e a transforma em deformação, das barras de aço, através de um programa de computador. O programa utilizado neste artigo se chama Catman, ele monitora a carga aplicada pela célula de carga e a corrente nos extensômetros, apresentando, simultaneamente ao ensaio, um gráfico de tempo (segundos) por carga (kN).

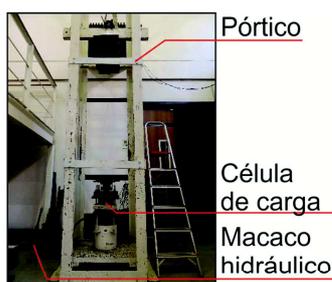


Figura 14.1 - Pórtico

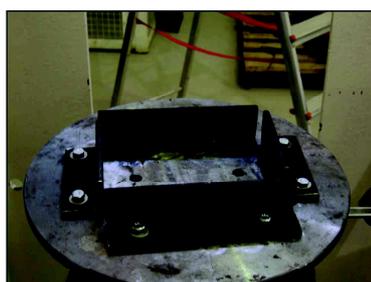


Figura 14.2 - Disco com encaixe de canaletas



Figura 14.3 - Aparelho Spider

As resistências iniciais dos pilares eram de 25MPa, resultando em uma carga última aproximada de 600kN para P1, P2, P3 e P4 e de 550kN para P5 e P6. Após o rompimento dos corpos de prova, em que a resistência do concreto dos prismas sem problema de traço subiu para 28MPa, foi feito um novo cálculo da carga última dos pilares para que se pudesse dimensionar e escolher qual seria a célula de carga utilizada nos ensaios e como se daria o incremento de carga nos prismas. Os resultados dos cálculos estão demonstrados na Tabela 4. Ao fim destes primeiros exames, o aumento de carga foi de 10 toneladas, com intervalos pequenos para observação e anotação de deformações ou sintomas patológicos. A célula de carga disponível no laboratório era de 50 toneladas e, apesar de não ser possível levar todos os prismas à ruptura, ainda se pode observar as deformações e reações ocorridas.



Figura 14.4 - Rompimento dos corpos de prova



Figura 14.5 - corpo de prova com resistência de 28MPa



Figura 14.6 - Corpo de prova com resistência de 25MPa

DIMENSÕES		UNIDADE	ÁREAS (P1, P2, P3, P4)		UNIDADE	ÁREAS DEFEITO (P5, P6)		UNIDADE
hx =	12	cm	Área de concreto	0,017686	m ²	Área de concreto com defeito	0,015723	m ²
hy =	15	cm						
l =	150	cm	Área de aço	0,000314	m ²	Área bola isopor	0,001963	m ²

RESISTÊNCIA	UNIDADE	CARGA ÚLTIMA		UNIDADE	CARGA ÚLTIMA DEFEITO		UNIDADE	
fck =	25	MPa	N=	599,15	kN	N=	550,06	kN
fyk =	500	MPa						
fck =	28	MPa	N=	652,21	kN	N=	597,23	kN
fyk =	500	MPa						

Tabela 4 – Cálculos de carga última dos pilares

Os estudos foram realizados dividindo os pilares em dois grupos, cada um com um pilar sem lesões, um pilar com ninho de concretagem e um pilar com problema de traço. A primeira série foi feita com P6 (são), P3 (ninho concretagem) e P5 (problema de traço), deixando os demais para posterior análise e possíveis reforços.

3.2 Resultados e Discussão

P6 foi o primeiro pilar da primeira série de estudos, ele não possuía falhas de execução e sua carga de ruptura estimada foi de 65 toneladas. Com a tensão de compressão, ele apresentou uma leve flambagem perceptível somente com um nível posicionado no disco da base do pilar, como na Figura 15.1, e com um relógio de monitoramento da movimentação do pórtico, conforme Figura 15.2. Até o final do ensaio, que foi somente até 500kN, surgiram fissuras na base da peça como mostra a Figura 15.3. Observando o Gráfico 1, com simulações de carga mais elevadas calculadas com base no fck dos corpos de prova, é possível notar que este prisma está com sua capacidade resistente dentro do calculado.



Figura 15.1- Nível no disco na base do pilar para medir flambagem



Figura 15.2 - Relógio para medir deformações no pórtico



Figura 15.3 - Fissura na base do pilar P6

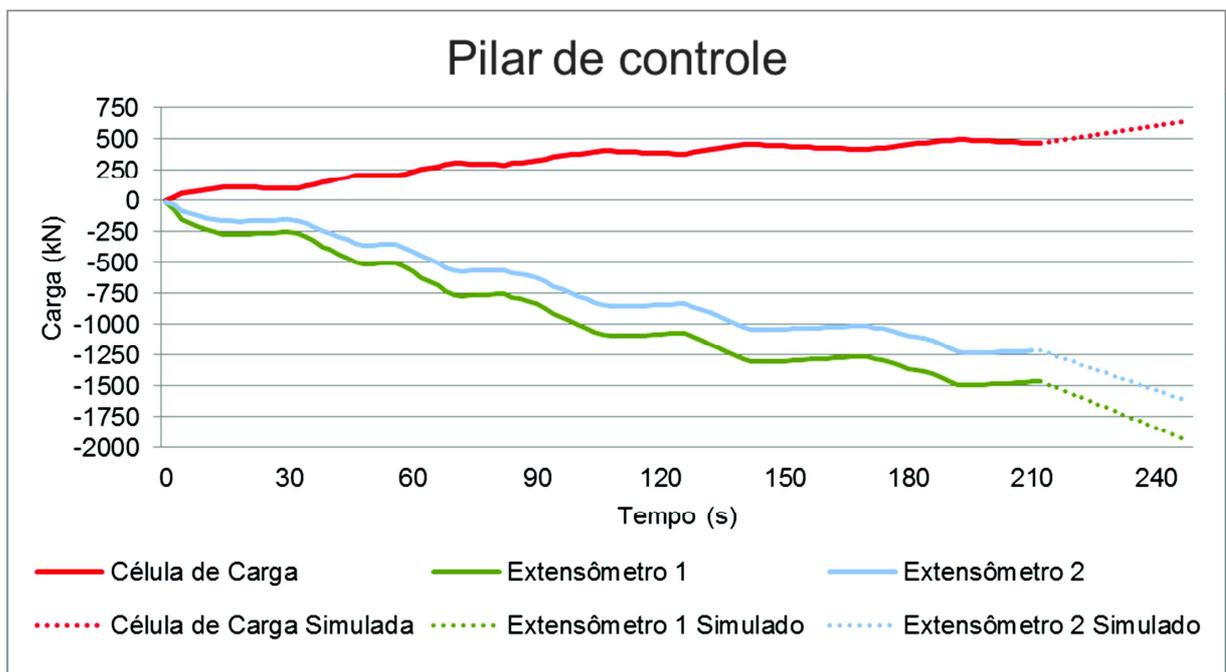


Gráfico 1 – Deformações em P6, sem falhas.

Em P3, que era o pilar com ninho de concretagem, houve uma leve flambagem e foi possível, apenas análise visual, perceber onde se localizava o ninho, simulado com uma bola de isopor. A região onde ele se encontrava, na metade do comprimento do pilar, foi a primeira a apresentar fissuras, como mostram as Figuras 16.2 e 16.3. Ao ler o Gráfico 2 foi possível perceber que, enquanto a carga aplicada ainda estava sendo elevada (linha vermelha), as linhas dos extensômetros (linhas azul e verde) tinham trechos planos, trechos de estabilidade, eram os momentos em que começaram a surgir as primeiras fissuras. Ainda com a análise do gráfico de monitoramento dos extensômetros, percebeu-se uma deformação muito maior na barra (linha verde) que estava próxima ao ninho de

concretagem, o que gerou as lesões ao redor do defeito. A observação do gráfico ainda permitiu prever quais seriam as deformações finais das barras a partir de uma estimativa, baseada no f_{ck} dos corpos de prova, de qual seria a carga de ruptura do pilar, aproximadamente 8,5% a menos do que a carga última seria, caso fosse uma pilar que não tivesse ninho, como P6.

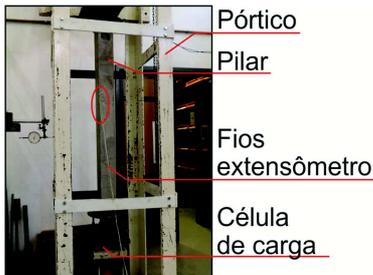


Figura 16.1 - Pilar com a área de menor resistência fissurada

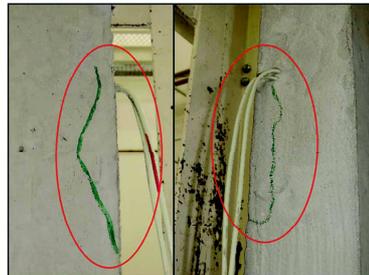


Figura 16.2 - Fissuras em volta da região do ninho de concretagem

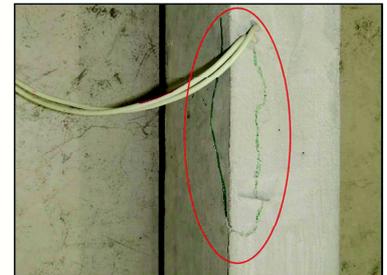


Figura 16.3 - Região do ninho de concretagem marcada com fissuras

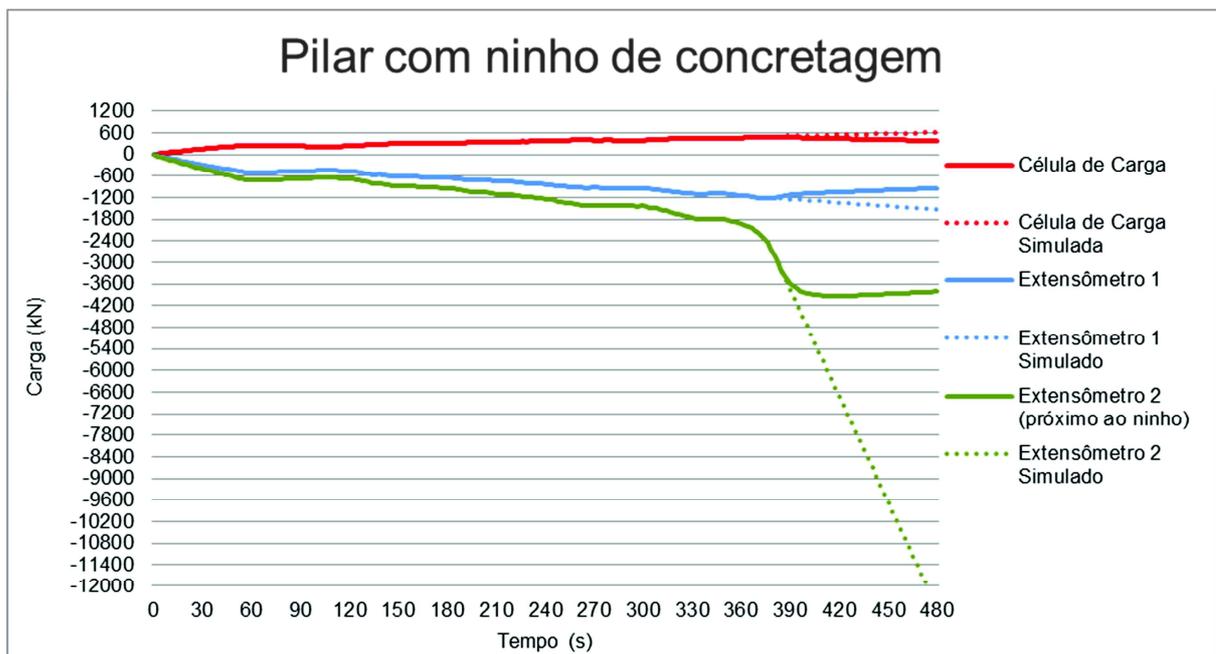


Gráfico 2 – Deformações em P3

P5 era um dos pilares com problemas de traço. Após o início da aplicação de carga, ele apresentou uma leve flambagem, perceptível com um nível posicionado no disco do pórtico, conforme Figura 17.1. Sem apresentar muitos sinais de fadiga, este pilar rompeu antes do esperado e com uma carga muito abaixo da calculada com base no f_{ck} dos corpos de prova. Um pilar sem erros de traço, com as mesmas

características, em uma situação ideal, suportaria uma tensão de compressão de 65 toneladas. A resistência esperada para este pilar, sem considerar flambagem e uma leve excentricidade aceitável para qualquer pilar executado, era de 599,15kN e a carga de ruptura foi de 452,42kN, aproximadamente 25% mais baixa. Outro acontecimento interessante é que o prisma rompeu no topo, como ilustra a Figura 17.2, o que pode ser explicado pelo fato de não terem sido feitos reforços nas extremidades ou ranhuras no centro dos modelos para concentrar tensões, procedimentos realizados ao testar pilar isolados do sistema de amarração com vigas e lajes, como eles são encontrados em situações cotidianas.

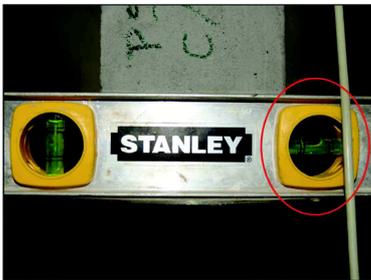


Figura 17.1- Nível no disco na base do pilar para medir flambagem



Figura 17.2 - Topo do pilar



Figura 17.3 - Armadura deformada

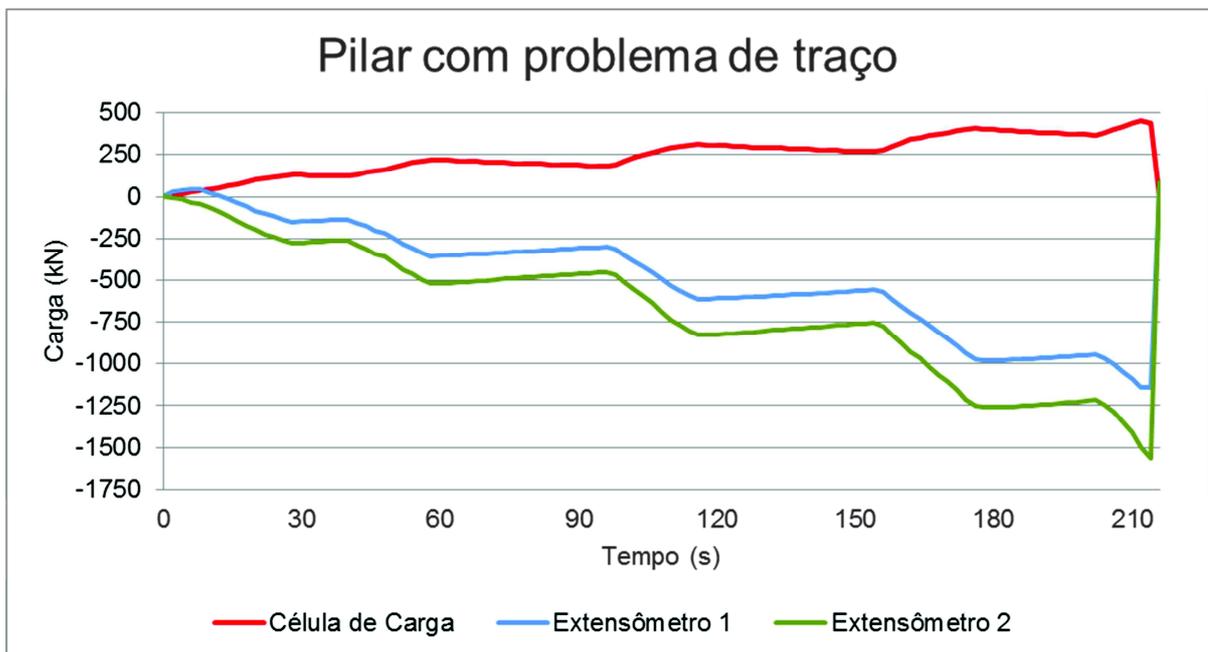


Gráfico 3 – Deformações em P5

Uma comparação entre as deformações e cargas, apresentada no Gráfico 4, mostra que os pilares sofreram deformações semelhantes no início de cada ensaio, se diferenciando somente após a aplicação da 20ª tonelada. O pilar com ninho de concretagem (P3) foi o que mais sofreu deformações. Apesar disso, por ter um concreto de melhor qualidade, 28MPa, aguentou melhor a flambagem do que o pilar que apresentava problemas de traço (P5), que não suportou uma flambagem mais significativa e rompeu com 0,67mm de deformação.

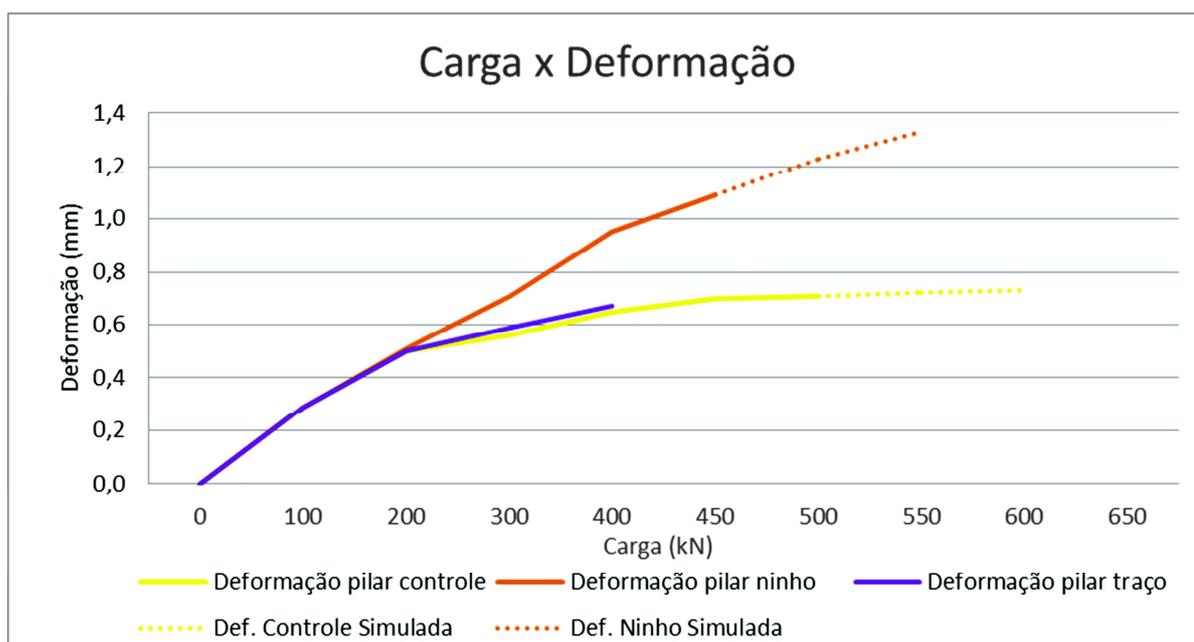


Gráfico 4 – Carga e deformação dos pilares

Dadas as lesões ocasionadas, principalmente, por compressão em ambos os casos de pilares com defeitos, estima-se que a resistência que já era reduzida por causa dos defeitos simulados, diminua ainda mais ao longo do tempo em função da ação de agentes agressivos penetrando nas fissuras causadas por baixa capacidade resistente. A previsão para os sintomas simulados é que haja carbonatação do concreto e, conseqüente a isso ou independentemente, corrosão das barras de aço.

Para que os pilares se tornem sadios e seguros, sugere-se reabilitação das peças que não foram danificadas e o reforço dos prismas ainda não ensaiados, bem como acontece em situações reais, em que se extraem algumas amostras e se reforçam os demais itens do conjunto com base em uma análise de deterioração dos artigos examinados. Estudando casos, foram selecionadas algumas alternativas de reabilitação dos pilares em questão: reforçar as áreas mais sensíveis cobrindo-as

com fitas de fibras de carbono, remover as áreas danificadas e preenchê-las com concreto ou com uma argamassa a base de resina epóxi e, no caso dos pilares da segunda série de ensaios, aumentar a seção dos pilares com uma capa de concreto aumentando assim a resistência e evitando o surgimento de fissuras.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dos modelos apresentados, os pilares que tiveram simulações de defeitos tiveram uma redução da capacidade resistente variando de 8,5% a 25% em relação ao pilar de controle. Mesmo considerando coeficientes de segurança no cálculo estrutural, a resistência dos prismas ainda seria insuficiente, podendo também comprometer a estrutura e expô-la a agentes agressivos por meio das fissuras que surgiram. Se os pilares estudados fossem devidamente executados, obedecendo ao seu dimensionamento e às normas de execução como a NBR 14931, a segurança da estrutura estaria garantida desde que houvesse manutenção adequada e que não se alterassem os usos da edificação sem estudos e reforços adequados. A negligência e a pressa na execução de estruturas podem implicar em problemas não só estéticos e sem comprometimento estrutural, como em pequenas fissuras passivas naturais em estruturas de concreto, mas também podem significar redução da capacidade de resistência, necessidade de reparo ou reforço e podendo levar, nos casos mais extremos e em longo prazo, ao colapso da estrutura. A recuperação de uma estrutura pode ser onerosa e de difícil aplicação, carecendo de estudos para verificação de qual seria o melhor método de restauro. O melhor método de prolongar a vida-útil de uma estrutura é evitar lesões e defeitos, executando-a com o máximo de cuidado e precisão possíveis.

REFERÊNCIAS

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; BRITO, G. A. D. **Extensimetria Básica**. NEPAE - UNESP, 2004. Disponível em: <http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Extensometria%20basica.pdf>

ARAÚJO, José M. de. **Curso de Concreto Armado**. Volume 3, 2ª edição, Rio Grande: Dunas, 2003;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2007;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 14931: Execução de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2004;

BASTOS, Paulo S. D. S. Disciplina 1309: Estruturas de Concreto II – Notas de aula: **Pilares de concreto armado**. Bauru, 2005. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>;

CÁNOVAS, Manuel F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: PINI, 1988;

CORRÊA, M.; VINAGRE, J. C.; SOUZA, R. H. F. **A utilização da argamassa na reparação de pilares de concreto armado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO – COMPETITIVIDADE E EXCELÊNCIA DO CONCRETO, 44., 2002. Belo Horizonte: Instituto Brasileiro do Concreto.

FERREIRA, DÉBORA R. S. M. **Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibra de carbonno**. 2001. 17 f. Artigo – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 2001.

HELENE, Paulo (ed.); PEREIRA, Fernanda (ed.). **Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón – Reparación, Refuerzo y Protección**. Red Rehabilitar CYTED XV, 2005;

HELENE, Paulo R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2ª edição, São Paulo: PINI, 1992;

OMAR, Mohamad Y. M. **Análise Experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável**. 2006. 267 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiás, GO, 2006.

VANDERLEI, Romel Dias. **Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta**. 1999. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1999.