

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas

**Comportamento e Desempenho
do Reforço à Flexão de Lajes de Concreto Armado através
do Aumento da Seção na Região Comprimida**

Dissertação apresentada como requisito parcial
para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia de Estruturas
por
Eliene Ferreira Pires

Junho de 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas

“COMPORTAMENTO E DESEMPENHO DO REFORÇO À FLEXÃO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DO AUMENTO DA SEÇÃO NA REGIÃO COMPRIMIDA”

Eliene Ferreira Pires

Dissertação apresentada ao Curso de mestrado em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

**Ao querido Gabriel.
Aos meus queridos pais.
À minha querida irmã.**

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que colaboraram para esta pesquisa.

Ao Prof. José Márcio Fonseca Calixto, cuja competência e paciência foram muito importantes para que este trabalho pudesse ser feito e, principalmente, para o meu crescimento pessoal e profissional.

Ao Prof. Élvio Mosci Piancastelli, pelas orientações e pela ajuda na execução dos ensaios que, com sua experiência e dinamismo, tornou este trabalho mais prazeroso.

À colega Sirvanne, pela ajuda nas etapas mais difíceis.

À Pró-Reitoria de Pesquisas da UFMG, pelo apoio financeiro.

À Lafarge Concreto, especialmente ao Engenheiro Esdras Poty de França e ao Técnico Carlos Junior de Resende, pela definição do traço do concreto do reforço e pela doação de todos os materiais utilizados.

Ao Departamento de Engenharia de Materiais e da Construção da EEUFMG, pela cessão dos equipamentos utilizados nos ensaios de caracterização dos concretos e aço.

Aos Técnicos Geraldo, Ricardo, Erick, Hidelbrando e José Eustáquio, pelo grande apoio na preparação e execução dos ensaios. Ao Geraldo, ainda, que mais que colaborador, tornou-se um grande amigo.

Às queridas Inês, Renata, Fátima, Iracema, Lucíola e Patrícia, pela atenção e apoio.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	i
Lista de Fotos	iii
Lista de Tabelas	iv
Notações	v
Resumo	vii
Abstract	viii

1 Introdução	1
1.1 Considerações Preliminares	1
1.2. Justificativa do Estudo	2
1.3 Objetivos do Estudo	3
1.4 Apresentação do Trabalho	3
2 Revisão Bibliográfica	5
2.1 Introdução	5
2.2 Escolha do Material	6
2.3 Escolha das Técnicas Construtivas	8
2.3.1 Sobre Testes de Aderência	8
2.3.2 Sobre Técnicas Construtivas e Resultados de Ensaios	11
2.4 Verificação do Desempenho de Reforços à flexão por acréscimos de seção na região comprimida	15
2.5 Considerações Finais	21
3 Lajes Ensaçadas – Características	23
3.1 Introdução	23
3.2 Laje Original de Referência- Série 1	24
3.3 Lajes Reforçadas- Série 2	24
3.4 Lajes Monolíticas de Referência- Série 3	24
4 Caracterização dos Materiais	26
4.1 Introdução	26
4.2 Concretos	26
4.2.1 Ensaios de Caracterização dos Concretos	27
4.2.1.1 Compressão Uniaxial	27

4.2.1.2	Módulo de Elasticidade Secante	27
4.2.1.3	Resistência à tração	28
4.2.1.4	Cisalhamento Inclinado	28
4.2.2	Ensaio Preliminares dos Concretos	30
4.2.3	Ensaio Principais dos Concretos	35
4.2.3.1	Aderência	36
4.2.3.2	Concreto do Reforço	40
4.3	Aços	41
4.3.1	Ensaio de Caracterização dos Aços	41
4.3.2	Aço das Lajes Originais e Monolíticas	42
5	Procedimentos de Reforço e Ensaio das Lajes	44
5.1	Introdução	44
5.2	Tratamento das Lajes Originais	44
5.3	Execução do Reforço	45
5.4	Ensaio de Flexão das Lajes	47
5.4.1	Ensaio das Lajes das Séries 1 e 3	50
5.4.2	Ensaio das Lajes da Série 2	51
6	Apresentação dos Resultados	52
6.1	Introdução	52
6.2	Resultados Experimentais	52
6.3	Resultados pelos Critérios da Nova NBR-6118	54
6.3.1	Carga de Fissuração	54
6.3.2	Relação Carga x Flecha	55
6.3.3	Carga de Ruptura – Estado Limite Último	57
6.3.4	Determinação da Carga de Serviço	58
6.4	Peso Próprio das Lajes e do Concreto do Reforço	59

7 Análise dos Resultados	60
7.1 Introdução	60
7.2 Análise das Lajes de Cada Série	
Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118	61
7.2.1 Laje da Série 1 – Laje Original de Referência	61
7.2.2 Lajes da Série 2 – Lajes Reforçadas	64
7.2.3 Lajes da Série 3 – Lajes Monolíticas de Referência	68
7.3 Lajes da Série 2 x Lajes da Série 1 (Ganhos Obtidos com o Reforço)	71
7.4 Lajes da Série 2 x Lajes da Série 3 (Lajes Reforçadas x Lajes Monolíticas)	73
8 Conclusões e Recomendações	77
8.1 Introdução	77
8.2 Conclusões	78
8.3 Recomendações	80
8.4 Sugestões para Pesquisas	82
Referências Bibliográficas	83
Apêndice A	
Resultados Experimentais – Leituras dos Ensaios Iniciais e Finais	86

LISTA DE FIGURAS

2.1 Teste de Cisalhamento Inclinado “Slant Shear Test”	9
2.2 Ensaio de Resistência de Aderência ao Cisalhamento na Flexão	9
2.3 Teste de Módulo de Ruptura	10
2.4 Esquema de Carregamento do ensaio de Módulo de Ruptura – Abu-Tair et.al. (1996)	11
2.5 Detalhe das Vigas VT e VR-PÓS – Ando e Moreno (2000)	16
2.6 Esquema de Execução do Reforço da Viga VR-PÓS – Ando e Moreno (2000)	16
2.7 Esquema da Viga VR-PRÉ – Ando e Moreno (2000)	17
3.1 Laje Original de Referência – Série 1	24
3.2 Lajes Reforçadas– Série 2	25
3.3 Lajes Monolíticas de Referência – Série 3	25
4.1 Desenho Esquemático do Corpo-de-Prova composto	32
4.2 Critério de Ruptura Tipo Coulomb para Prismas Compostos	32
4.3 Critério de Ruptura Tipo Coulomb para CP’s Compostos	36
4.4 Desenho Esquemático do Corpo-de-Prova composto com Ângulo de 70°	38
4.5 Envoltória de Ruptura na Idade de 4 dias	39
4.6 Envoltória de Ruptura na Idade de 28 dias	39
4.7 Concreto do Reforço – Diagrama Tensão x Deformação	41
4.8 Aço das Lajes Originais e Monolíticas – Diagrama Tensão x Deformação	42
5.1 Esquema de Apoio e de Carregamento das Lajes	47
5.2 Detalhe da medição do deslizamento relativo de extremidade	50
6.1 Detalhe do carregamento da laje	55
6.2 Detalhe do Carregamento da Laje	56
6.3 Seção Transversal – Estados de Deformação e Tensão – Nova NBR 6118	57
7.1 Série 1 – Carga x Flecha no Meio do Vão	62
7.2 Série 1 – Momento x Curvatura no Meio do Vão	62

7.3 Série 2 – Carga x Flecha no Meio do Vão	65
7.4 Série 2 – Momento x Curvatura no Meio do Vão	65
7.5 Série 3 – Carga x Flecha no Meio do Vão	68
7.6 Série 3 – Momento x Curvatura no Meio do Vão	69
7.7 Séries 1 e 2 – Carga x Flecha no Meio do Vão	72
7.8 Séries 2 e 3 – Carga x Flecha no Meio do Vão	74
7.9 Séries 2 e 3 – Carga x Flecha no Meio do Vão – Comparação com a NBR-6118	75
7.10 Séries 2 e 3 – Momento x Curvatura no Meio do Vão	76

LISTA DE FOTOS

4.1 Detalhe do Corte dos Cilindros de Concreto	29
4.2 Corpo-de-Prova Serrado e Apicoado	29
4.3 Detalhe da Ruptura do Corpo-de-Prova Composto	34
4.4 Detalhe do Corpo-de-Prova Composto Rompido, Após o ensaio de Cisalhamento Inclinado	35
4.5 Fôrma Utilizada para Concretagem dos CP's de 15 x 50 cm	37
5.1 Detalhe da Superfície Superior da Laje Após o Apicoamento	45
5.2 Detalhe da Fôrma para Execução do Reforço	46
5.3 Esquema de Carregamento das Lajes	48
5.4 Detalhe da Medição do Deslizamento relativo da Extremidade	49
5.5 Detalhe da Ruptura e do Processo de Fissuração da Laje Monolítica	51
7.1 Detalhe da Ruptura da Laje Original – Série 1	63
7.2 Detalhe da Ruptura das Lajes Reforçadas – Série 2 – Laje 2A	66
7.3 Detalhe da Ruptura das Lajes Monolíticas – Série 3 – Laje 3A	70

LISTA DE TABELAS

2.1 Propriedades Mecânicas Típicas para Materiais de Reparo – Cusson e Mailvaganam (1996)	7
2.2 Resultados de Ensaio de Cisalhamento Inclinado – Abu-Tair et.al. (1996)	13
2.3 Tensões Médias de Aderência entre Concretos – Piancastelli (1997)	14
2.4 Resultados – Valores Teóricos e Experimentais – Ando e Moreno (2000)	18
4.1 Características do Traço do Concreto do Reforço	30
4.2 Ensaio Preliminar – Resistência Média à Compressão	31
4.3 Ensaio de Aderência – Resultados Preliminares	34
4.4 Ensaio de Aderência – Resultados Finais	38
4.5 Coesão Média entre os concretos	39
4.6 Concreto do Reforço – Propriedades Mecânicas	40
4.7 Aços das Lajes Originais e Monolíticas – Propriedades Mecânicas	42
6.1 Lajes Ensaçadas – Cargas de Fissuração e Ruptura	53
6.2 Carga Teórica de Ruptura e Profundidade da Linha Neutra	58
7.1 Resultados dos Ensaios e Ganhos Obtidos com o Reforço	73
A-1 Legenda do Apêndice A	87
A-2 Série 1 – Ensaio Único	88
A-3 Série 2 – Laje 2A – Ensaio Inicial	89
A-4 Série 2 – Laje 2A – Ensaio Final	90
A-5 Série 2 – Laje 2B – Ensaio Inicial	93
A-6 Série 2 – Laje 2B – Ensaio Final	94
A-7 Série 3 – Laje 3A – Ensaio Único	97
A-8 Série 3 – Laje 3B – Ensaio Único	99

NOTAÇÕES

Nos capítulos deste trabalho, quando não for indicada, prevalecerá a seguinte notação:

A_s = área de aço na seção;

a = vão de cisalhamento, distância entre uma linha de carga e o apoio da laje mais próximo desta linha;

b = largura da seção;

c = coesão;

CP('s) = corpo (s) de prova;

C_R = força de compressão aplicada ao corpo-de-prova composto;

E_{cm} = módulo de elasticidade secante médio do concreto do reforço;

E_{sm} = módulo de elasticidade médio do aço;

E_{CS} = módulo de elasticidade secante do concreto (NBR-6118);

$(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente da peça(NBR-6118);

f_{ctd} = resistência à tração, de cálculo, do concreto com a mais baixa resistência (NBR-6118);

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

f_{cm} = resistência média do concreto do reforço à compressão;

f_{cc} = resistência à compressão do corpo-de-prova composto;

f_{ym} = Tensão de escoamento média do aço;

f_{stm} = Limite de resistência médio do aço;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto, com o quantil apropriado (NBR-6118);

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto (NBR-6118);

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II (NBR-6118);

L = distância entre os eixos dos apoios (vão);

$M_{u,teórico}$ = momento último teórico calculado segundo a NBR 6118 (1978);

$M_{u,exp}$ = momento fletor calculado com o valor de $V_{u,exp}$;

M_R = momento de fissuração(NBR-6118);

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado, sendo igual ao momento máximo no vão para vigas biapoiadas (NBR-6118);

M = momento de ruptura;

P = carga de ruptura;

R_t = força resultante de tração do aço;

R_c = força resultante de compressão do concreto;

$V_{u\text{ teórico}}$ = valor do esforço cortante calculado para o momento teórico último;

$V_{u, \text{exp}}$ = valor medido do esforço cortante correspondente ao início do escoamento da armadura transversal;

y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada (NBR-6118);

α = ângulo da junta do corpo-de-prova composto;

ϵ_c = deformação específica do concreto à compressão;

ϵ_s = deformação específica do aço;

μ = coeficiente de atrito na interface;

ρ_w = taxa real de armadura transversal;

$\rho_w \text{ Morsch}$ = taxa de armadura calculada de acordo com a teoria de Morsch;

σ_c = tensão normal de compressão no concreto;

σ_s = tensão normal de tração na armadura;

τ_{Rd} = resistência de aderência na interface devida somente à coesão;

τ = tensão de cisalhamento na junta do corpo-de-prova composto;

σ = tensão normal na junta do corpo-de-prova composto;

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de um estudo experimental do comportamento e desempenho do reforço à flexão de lajes de concreto, armadas em uma direção. O reforço foi executado através do aumento da seção de concreto na região comprimida, e solicitado nas idades iniciais. Foram estudadas cinco lajes: duas monolíticas de referência, com 15 cm de altura, uma original de referência, com 10 cm de altura e duas reforçadas. Para a execução do reforço, lançou-se nas lajes, que inicialmente possuíam 10 cm de altura, uma sobre-camada de concreto de 5 cm de espessura. A superfície do concreto velho encontrava-se apicoada e limpa. No projeto do reforço procurou-se tirar partido de tudo que pudesse tornar a sua execução mais simples, não sendo, inclusive, utilizado qualquer adesivo estrutural na ligação “concreto velho/concreto novo”. Antes da execução do reforço, as lajes foram ensaiadas até sua carga de serviço. Nos ensaios, foram medidas flechas e deformações no concreto e nas armaduras. A melhoria de desempenho conseguida com o reforço foi avaliada. Desenvolveu-se, também, uma comparação entre lajes reforçadas e monolíticas. Resultados experimentais e teóricos foram comparados, assim como foi verificada a aplicabilidade dos critérios da NBR-6118, em projetos de reforço. Os resultados indicaram que o método de reforço foi bastante eficiente, melhorando consideravelmente o desempenho das peças reforçadas. A aderência entre os concretos foi considerada satisfatória, não havendo nenhum deslizamento entre a camada de reforço e o substrato de concreto. Lajes reforçadas e monolíticas tiveram comportamento e desempenho equivalentes, que foram bem avaliados pelo cálculo teórico. Os resultados indicaram que os critérios de cálculo da NBR-6118 foram seguros na previsão do comportamento e desempenho das lajes reforçadas.

Palavras-chave: Reforço na região de compressão, Lajes de concreto,

ABSTRACT

The results of an experimental investigation on the behavior and performance of one-way reinforced concrete slabs strengthened in flexure are presented. The strengthening procedure consisted of a 5 centimeter concrete overlay which was subjected to loads four days after its completion. The method used for the surface preparation was hand-chiseled. Special attention was given to concrete mix proportions, preparation and placing. No adhesive was employed between the concrete substrate and the overlay. Three series of slabs were tested. The slabs of Series 2, before strengthening, were tested up to the prescribed service loads. Series 1 and 3 were cast at one time and had the geometry corresponded, respectively, to the slabs before and after the intervention. During the experiments, displacements and strains were measured. No trace of bond failure between the concrete substrate and the overlay was observed in the tests. There was a 78 % increase in the load carrying capacity of the repaired slabs with respect to the unstrengthened one (Series 1). The performance of the strengthened slabs (Series 2) showed good agreement with the slabs of Series 3 having the same geometry but cast at one time. The experimental results were also compared to theoretical values and those obtained employing the criteria of the new NBR 6118. Good correlation was also achieved.

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Preliminares

Desde a sua criação por Monier em 1849, na França, o concreto armado tem sido largamente empregado em várias construções. Ele tem demonstrado ser um material de construção adequado para estruturas, resistindo às mais variadas sobrecargas e ações do meio ambiente. Por outro lado, por não ser um material inerte, o concreto necessita, durante a sua vida útil, de uma manutenção sistemática e programada, para evitar que apresente manifestações patológicas significativas, acarretando elevados custos para sua correção.

Nos dias atuais, os trabalhos de recuperação e reforço de estruturas de concreto têm se tornado cada vez mais frequentes, tornando-se parte importante da indústria da construção. Realidade que não é devida apenas ao volume crescente de trabalhos na área, mas também aos custos envolvidos em serviços de recuperação, usualmente altos se comparados aos custos da construção normal.

Para se reduzir os gastos com essas intervenções, torna-se importante a adoção de processos de recuperação ou reforço que utilizem materiais e técnicas convencionais. A redução do prazo de execução das obras, como consequência da necessidade de redução de custos e rápida utilização da edificação, é fator de importância. Por isso, reforços solicitados nas idades iniciais devem ser amplamente estudados.

1.2 – Justificativa do estudo

Por ser grande o número de patologias existentes e de trabalhos de recuperação e reforço executados, é de grande importância a intensa pesquisa nessa área. Essas pesquisas resultariam na elaboração de especificações e normas técnicas mais seguras e confiáveis, através da obtenção de dados que possibilitassem a aferição e/ou aperfeiçoamento de critérios de projeto.

Diferentes métodos de reforço para peças estruturais de concreto armado tem sido pesquisados. Os procedimentos são executados tanto em regiões comprimidas quanto tracionadas de elementos de concreto. Nas regiões tracionadas, os reforços mais comuns consistem na adição de novas armaduras envoltas em um novo concreto, colocação de chapas coladas ou fibra de carbono. O processo executivo e os custos envolvidos decorrem do tipo do reforço escolhido.

No caso de lajes, principalmente àquelas que não possuem materiais de acabamento na face superior como pisos, o reforço na região comprimida torna-se de fácil execução. Isto, porque depende apenas de um tratamento da superfície do concreto velho, para garantir a aderência, e do lançamento de uma nova camada de concreto sobre a laje existente. Esta metodologia é válida desde que a armadura positiva da laje seja suficiente para resistir ao acréscimo de solicitação. Esse procedimento simples diminui a quantidade de fôrmas e escoramento, o prazo de execução do reforço e, conseqüentemente, o custo final da intervenção.

A solicitação da estrutura recuperada, nas idades iniciais, também é um fator muito importante, que deve ser pesquisado, pois as estruturas que sofrem intervenções normalmente já estão sendo utilizadas e necessitam ser liberadas o mais rápido possível.

1.3 – Objetivos do estudo

O principal objetivo deste trabalho é verificar o comportamento, o desempenho e a eficiência do reforço à flexão de lajes de concreto armadas em uma só direção. O reforço escolhido foi o aumento da seção de concreto na região comprimida, sendo o mesmo solicitado poucos dias após a sua execução.

A aderência entre o concreto velho – concreto novo será especialmente analisada, por se constituir num importante aspecto do comportamento estrutural das lajes reforçadas. Não serão utilizados adesivos na ligação entre os dois concretos, visto que, em pesquisas anteriores, foram conseguidos resultados de aderência satisfatórios apenas com o apicoamento e limpeza da superfície do concreto velho.

O comportamento das lajes reforçadas será comparado com o das lajes antes do reforço, para a verificação dos ganhos alcançados. Para avaliação da eficiência do reforço, será realizado também um estudo comparativo em relação a lajes monolíticas, com seções de concreto e aço iguais às das reforçadas, porém concretadas em uma única etapa.

Os resultados dos ensaios das lajes serão, também, comparados com resultados obtidos através de cálculos teóricos e com o emprego dos critérios de projeto da NORMA BRASILEIRA (NBR-6118-2003). Essa última comparação visa verificar a aplicabilidade das prescrições desta norma, específica para estruturas novas, em projetos de reforço.

1.4 Apresentação do trabalho

O Capítulo 2 apresenta uma síntese relacionada a alguns materiais utilizados no reforço e reparo de estruturas, à alguns tipos de testes de aderência e às técnicas construtivas e resultados de ensaios de aderência de trabalhos realizados anteriormente. Apresenta, também, um resumo de trabalhos relacionados à verificação do desempenho de reforços à flexão, por acréscimo de seção na região comprimida. No Capítulo 3 estão descritas as características das lajes ensaiadas. O Capítulo 4 descreve os materiais utilizados nos experimentos. Os procedimentos de reforço e ensaio das lajes estão descritos no Capítulo 5. No Capítulo 6 são apresentados os resultados dos ensaios desenvolvidos, sendo que, sua análise se encontra no Capítulo 7. As conclusões e recomendações oriundas deste trabalho e as sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no Capítulo 8.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Introdução

Esta revisão bibliográfica está dividida em três partes: escolha do material do reforço, escolha das técnicas construtivas e trabalhos sobre a verificação do desempenho de estruturas reforçadas, através do aumento das seções de concreto, na região comprimida. Na primeira parte, foram considerados os diversos tipos de materiais que poderiam ser utilizados na execução do reforço, visando desempenho, custo, facilidade de execução e necessidade do uso de mão-de-obra especializada. No item escolha das técnicas construtivas, foram vistos diversos tipos de tratamento de superfícies e os resultados do seu desempenho na aderência entre as mesmas. Foram considerados, também, os ensaios de aderência mais utilizados, visto que ainda não há um consenso sobre o ensaio que reproduza os resultados mais confiáveis.

2.2 – Escolha do Material

A escolha do tipo de material a ser usado num reparo ou reforço estrutural é um passo de extrema importância no processo de recuperação da estrutura. Essa escolha deverá ser parte integrante do projeto de recuperação ou reforço, devidamente justificada, com base na caracterização dos materiais pelas normas nacionais e/ou internacionais.

Segundo HELENE (1992), os materiais de reparo podem ser classificados em 3 grupos: argamassas cimentícias, argamassas modificadas com polímeros e argamassas com base resina. O número de materiais disponíveis é muito grande e permanentemente são desenvolvidos e lançados novos produtos. Não há ainda uma terminologia normalizada ou adotada pelo setor, de tal modo que a identificação imediata da natureza e características principais de um produto possa ser feita a partir de seu nome comercial. Assim, HELENE propôs uma classificação e organização dos produtos destinados à proteção, reparo e reforço de estruturas como:

- *Concreto de cimento Portland*: material tradicionalmente usado em reparos e reforços, podendo requerer um traço que altere algumas de suas características naturais como resistências iniciais, ausência de retração por secagem, baixa permeabilidade e outras propriedades obtidas com o emprego de aditivos e adições.

- *Argamassas poliméricas*: argamassas à base de cimento portland modificadas com polímeros, com agregados de graduação adequada. O processo de endurecimento está baseado na reação dos grãos de cimento com a água de amassamento. Em geral tem retração compensada e são tixotrópicas.

- *Argamassas orgânicas*: formuladas com resinas orgânicas cuja aglomeração e resistência do conjunto é dada pelas reações de polimerização e endurecimento dos componentes das resinas, em ausência de água. Normalmente resultam em argamassas e grautes com características de elevada resistência mecânica e química.

A escolha de determinado material de reparo deve levar em conta suas propriedades, juntamente com a finalidade do reparo, reforço ou recuperação. Para cada caso específico, uma determinada propriedade poderá ser vantajosa quando comparada à

outra. Com relação às propriedades dos materiais de reparo e/ou reforço, CUSSON & MAILVAGANAM (1996) apresentam um estudo comparativo mostrado na TAB. 2.1.

TABELA 2.1 – Propriedades Mecânicas Típicas para Materiais de Reparo

Propriedades Mecânicas	Argamassas de cimento	Argamassas cimentícias modificadas com polímeros	Argamassas base resinas
Resistência à compressão (MPa)	20 - 50	30 - 60	50 - 100
Resistência à tração (MPa)	2 - 5	5 - 10	10 - 15
Módulo de Elasticidade na compressão (GPa)	20 - 30	15 - 25	10 - 20
Coefficiente de expansão Térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1} \times 10^{-6}$)	10	10 - 20	25 - 30
Absorção de água (percentual por peso)	5 - 15	0,1 - 0,5	1 - 2
Máxima temperatura de Serviço ($^{\circ}\text{C}$)	> 300	100 - 300	40 - 80

Ainda, segundo CUSSON & MAILVAGANAM (1996), é de extrema importância que as propriedades do material do reparo e do substrato sejam consideradas, para a garantia de um reparo durável. A deformação por retração, por exemplo, deverá ser menor no material de reparo que no substrato, para evitar que o material do reforço fique tracionado e apresente uma fissuração excessiva. Com relação aos módulos de elasticidade, o ideal é que o substrato de concreto e o material de reparo possuam módulos similares. Isto evitaria, também, um estado de tensões causado pela diferença entre as deformações dos dois materiais. A adesão entre os dois materiais é uma propriedade extremamente importante, porque aumentará o desempenho do sistema composto. Deve-se levar, também, em consideração o custo dos materiais, em situações que ambos atendam às especificações técnicas.

De acordo com PIANCASTELLI (1997), quando se trata de um reforço que implica no acréscimo da seção transversal da peça, as exigências com relação às características e propriedades físicas do material de reforço, a ser utilizado, são maiores do que as necessárias em estruturas novas. Quando se pretende solicitar o reforço nas idades iniciais, tais exigências se tornam ainda maiores e o seu total atendimento é de fundamental importância para o sucesso da intervenção. É importante que o módulo de elasticidade, a resistência à tração e à compressão, para um concreto com baixa idade se equipare a um concreto de idade avançada. Para os casos em que o material de reforço necessite de um adensamento, este deve possuir elevada fluidez devido às dimensões das peças e às condições de lançamento e adensamento.

2.3 – Escolha das Técnicas Construtivas

2.3.1 – Testes de Aderência

O bom desempenho e a durabilidade de uma estrutura reforçada dependem, principalmente, da boa aderência entre o material de reforço e o substrato. Para avaliar a eficiência de aderência existem vários métodos e não há, ainda, um consenso internacional sobre o melhor e mais adequado teste para as diversas situações. Podemos citar, entre os vários métodos, o teste de cisalhamento de junta inclinada, preconizado pela NORMA BRITÂNICA BS 6319 apud ABU-TAIR et al (1996) e o teste resistência de aderência ao cisalhamento na flexão, recomendado pela NORMA FRANCESA NF P 18-851 apud JUNIOR e SELMO (2001), mostrados respectivamente nas Fig. 2.1 e 2.2.

No teste de cisalhamento inclinado, o material de reparo é carregado diretamente e fica solicitado à compressão, sendo que, a interface entre os dois materiais fica solicitada à tensões de compressão e cisalhamento.

No teste de aderência à flexão, o material de reparo é carregado indiretamente, através da deformação da estrutura, ficando solicitado à tração.

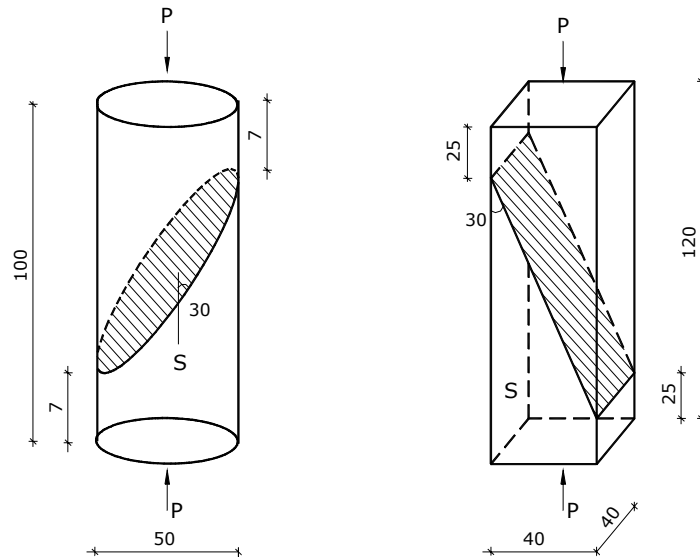


FIGURA 2.1 – Teste de Cisalhamento Inclinado – “Slant Shear Test”

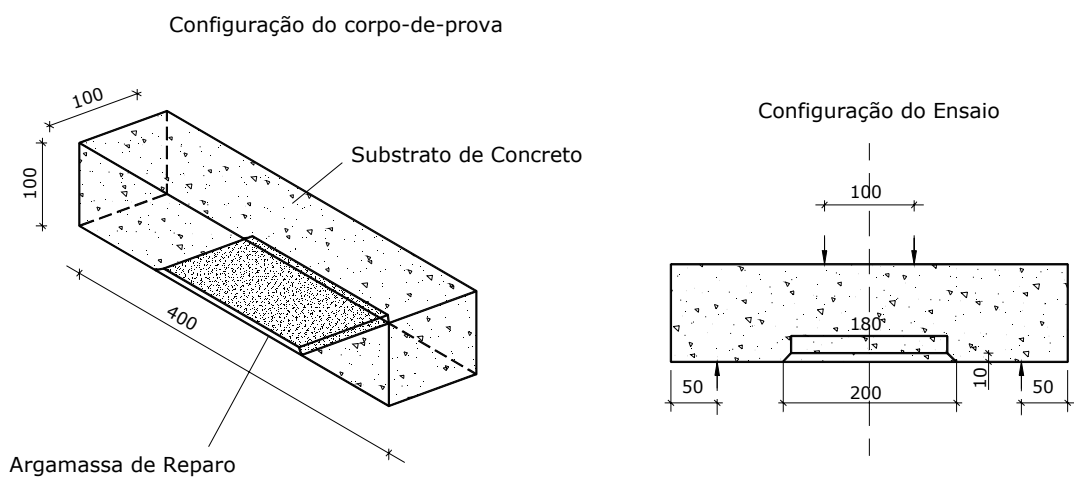


FIGURA 2.2 – Configuração do Corpo-de-Prova e do Ensaio de Resistência de Aderência ao Cisalhamento na Flexão

CLÍMACO (1991) apresentou uma análise crítica dos métodos de avaliação de aderência entre o reparo e concreto original. Segundo ele, o teste de cisalhamento inclinado possui vantagens que justificam a adoção desse método pela maioria das normas internacionais, mas enfatiza que, algumas das vantagens esperadas só são obtidas com a correta combinação dos parâmetros: ângulo da junta e preparo da superfície.

ABU-TAIR et al. (1996) propuseram um estudo para avaliar a adequabilidade do teste de cisalhamento inclinado como ensaio de aderência para materiais cimentícios, cimentícios modificados e de base resina. Nesse estudo, o ensaio de cisalhamento inclinado realçou melhor a diferença no preparo da superfície do que o teste de módulo de ruptura. O teste de cisalhamento inclinado mostrou também ser adequado para testar a aderência de cisalhamento de materiais de reparo de base cimentícia, com coeficientes de variação similares àqueles atingidos com os exemplares de base epoxy. Os resultados mostraram que o teste de módulo de ruptura (FIG.2.3 e FIG. 2.4) é um indicador útil da eficácia dos materiais de reparo na aderência à tração e é menos sensível à preparação da superfície.

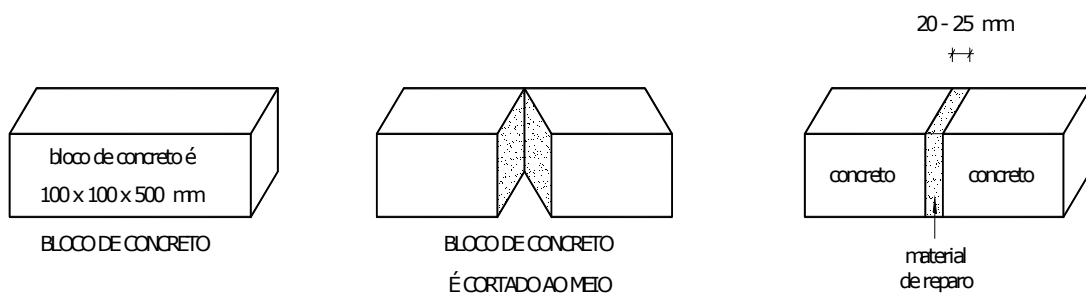


FIGURA 2.3 – Teste de Módulo de Ruptura – ABU-TAIR et al. (1996)

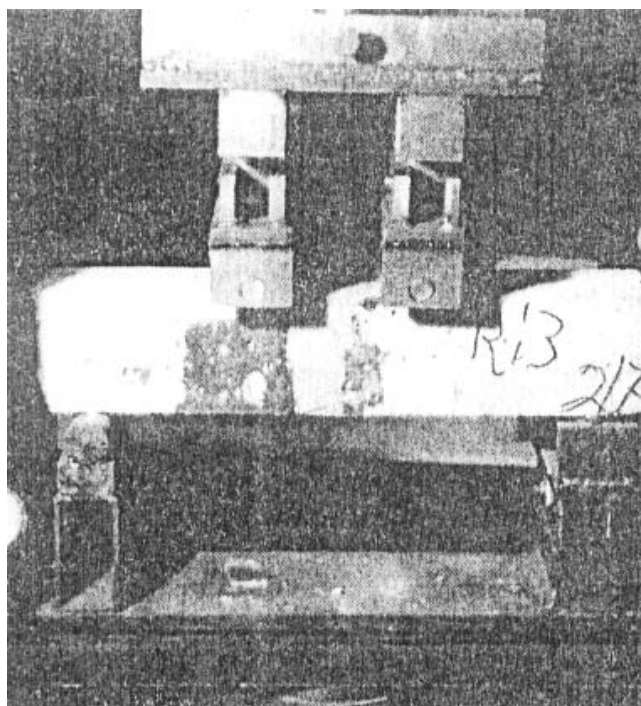


FIGURA 2.4 – Esquema de Carregamento do ensaio de Módulo de Ruptura
ABU-TAIR et al. (1996)

KRIEGH (1976) considera o “slant shear test” o mais significativo método de teste, quando se deseja selecionar um composto de resina epoxy como agente adesivo entre o substrato de concreto e o reparo/reforço de concreto.

2.3.2 – Sobre Técnicas Construtivas e Resultados de Ensaios

Para a escolha das técnicas construtivas do reforço, relacionadas, principalmente, com a preparação da superfície do concreto, pesquisou-se os resultados obtidos em alguns trabalhos anteriores. O principal objetivo foi, então, escolher uma técnica convencional, de baixo custo e que apresentasse resultados satisfatórios de aderência, entre os substratos dos concretos velho e novo.

Os métodos de preparação de superfícies pesquisados foram: apicoamento, tratamento com martelo, tratamento com escova de aço e superfície lisa (sem nenhum tratamento). Em ensaios de aderência, esses métodos foram combinados com diferentes

materiais de reparo, para obtenção dos resultados que avaliassem a sua performance na aderência com os substratos de concreto.

No trabalho realizado por ABU-TAIR et al. (2000), foi avaliada a aderência para três tipos de materiais de reparo diferentes, um material tipo epoxy, um material cimentício modificado e um concreto de cimento portland. Os métodos de preparação da superfície utilizados foram apicoamento, tratamento com martetele, tratamento com escova de aço e superfície lisa (sem nenhum tratamento). O teste de aderência utilizado foi o ensaio de cisalhamento inclinado. Nesta pesquisa, a maior resistência de aderência foi atingida pelo exemplar de concreto de cimento portland, com superfície apicoada e sem agente adesivo. Isto comprova que o reparo com concreto de cimento portland foi eficiente com relação à aderência, para este tipo de tratamento da superfície. Os métodos de preparação de superfície com a utilização de martelos pneumáticos e elétricos mostraram promover danos ao substrato e diminuir a resistência de aderência. Segundo os autores, outros métodos poderiam ser usados, como jato de água, por exemplo. A TAB. 2.2 reproduz os resultados das tensões de aderência para os diversos materiais de reparo e diversos tratamentos da superfície.

HINDO (1990) também verificou que a utilização de martelos pneumáticos promove danos ao substrato de concreto. Através de uma análise microscópica, ele mostrou que ocorre microfissuração da camada de concreto, devido à ação desses martelos. Ele concluiu também, que a hidrodemolição tem demonstrado a habilidade de remover concreto, sem causar danos abaixo da superfície preparada.

TABELA 2.2 – Resultados de Ensaios de Cisalhamento Inclinado (ABU-TAIR et al.)

Material de Reparo	Tratamento da Superfície	Número de Exemplares	Tensão de Cisalhamento (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Percentual de Rupturas na junta
Base epoxy	lisa	24	21,86	2,06	45
	escovada	24	18,71	2,35	33
	martetele	48	17,17	3,28	10
	apicoada	24	24,19	2,06	8
Cimentício modificado	escovada	24	12,20	2,20	100
	martetele	24	18,24	2,57	25
	apicoada	24	21,38	4,21	21
Concreto	escovada	24	16,66	1,76	100
	martetele	24	19,76	2,60	61
	apicoada	24	24,54	3,40	53

Outra evidência do bom desempenho do concreto de cimento portland, como material de reforço/reparo, lançado sobre superfície apicoada, foi obtida nos trabalhos feitos por CLÍMACO (1991) e GARCIA & CLÍMACO (2001). Nesses trabalhos foi avaliado, também, o desempenho de diversos sistemas adesivos utilizados em reparos estruturais de concreto. Para a execução dos ensaios de aderência, foi utilizado o teste de cisalhamento inclinado e diversas formas de preparação da interface concreto antigo e novo. Os sistemas adesivos testados foram: argamassa comum, resina epoxy, argamassa epóxica, argamassa à base de estireno-butadieno (SBR), argamassa com sílica ativa e argamassa à base de cimento e fibras. Uma conclusão importante desse trabalho, foi que uma aderência eficiente pode ser conseguida apenas pelo lançamento do reparo contra o concreto antigo, sem o uso de adesivos, estando a superfície da junta seca e áspera, com a nata superficial retirada. A camada adesiva de argamassa comum de cimento portland também apresentou um bom desempenho, sendo uma técnica usual e de baixo custo, que possui propriedades próximas às do concreto.

PIANCASTELLI (1997) também conseguiu bons resultados em sua pesquisa, utilizando concreto de cimento portland de alta resistência inicial como material de reforço. Ele verificou o comportamento e desempenho do reforço à flexão, de vigas de

concreto armado, através do aumento das seções de concreto e aço das zonas tracionadas e solicitadas nas idades iniciais. Neste trabalho, o teste de aderência utilizado foi o ensaio de cisalhamento inclinado, com ângulo da junta igual a 60° com o eixo horizontal. As superfícies serradas dos CP's de concreto foram apicoadas até retirada da nata superficial, limpas e algumas foram umedecidas antes do lançamento da nova camada, enquanto outras permaneceram secas. Os resultados obtidos com esses ensaios de aderência estão representados na TAB. 2.3.

TABELA 2.3 – Tensões Médias de Aderência Entre Concretos (PIANCASTELLI)

Superfície do Concreto	Tensão de Aderência (MPa)		
	4 dias	5 dias	7 dias
Seca	2,15	2,56	2,59
Úmida	2,20	2,29	2,16

Durante os ensaios das vigas não foram observados deslizamentos relativos entre o concreto do reforço e o concreto do substrato, indicando que as tensões de cisalhamento na interface foram menores que os valores de tensão de aderência obtidos.

A avaliação dos valores de tensão de aderência, deve ser feita em função da necessidade do projeto, baseada na solicitação a que será submetida a peça reforçada. Assim, não haverá um deslizamento relativo entre os concretos, durante a solicitação, se a tensão de cisalhamento na interface for menor que a resistência de aderência. De acordo com o COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN (CEB - 1990), esta resistência de aderência na interface, devida somente a coesão, pode ser calculada através das Eq. 2.1 a 2.3:

$$\tau_{Rd} = \beta f_{ctd} \quad , \quad (2.1)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{1,5} \quad , \quad (2.2)$$

$$f_{ctm} = 1,4 \times \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \quad , \quad (2.3)$$

onde:

τ_{Rd} = resistência de aderência na interface devida somente a coesão;

β = fator que depende da superfície da junta, sendo igual a 0,2 para superfícies lisas e 0,4 para superfícies rugosas;

f_{ctd} = resistência à tração, de cálculo, do concreto com a mais baixa resistência; e

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão.

Supondo-se ambos concretos com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 35 MPa e a superfície de interface rugosa, a resistência de aderência na junta, devida somente a coesão, seria de 0,86 MPa.

2.4 – Verificação do Desempenho de Reforços à Flexão por Acréscimo de Seção na Região Comprimida

ANDO & MORENO (2000) analisaram o comportamento, até a ruptura, de vigas de concreto armado, reforçadas na região comprimida e submetidas à flexão simples. O objetivo do trabalho foi verificar a eficiência da técnica de reforço proposta, tanto em relação ao incremento de capacidade portante, quanto em relação à eficácia dos procedimentos de ligação entre as camadas de concreto executadas.

No programa experimental foram utilizadas três vigas: uma viga VT (FIG. 2.5), considerada como de referência, uma viga VR-PÓS (FIG. 2.6), que representaria os resultados da viga VT após o reforço e uma viga VR-PRÉ (FIG. 2.7) que representaria o

padrão de comportamento da viga reforçada VR-PÓS, caso a eficiência da ligação entre as camadas de concreto novo e velho fosse efetivada.

Para a execução do reforço, a viga VR-PÓS foi perfurada, ao longo de sua altura, para a introdução da armadura transversal de conexão, cujo objetivo era a ligação concreto velho-novo. A ancoragem da barra transversal de conexão com a viga foi incrementada com o emprego de adesivo epóxico, EUCOPOXY 227 da Holdercim S.A. O concreto utilizado no reforço foi de alta resistência (75 MPa), com adição de sílica ativa, lançado na face superior da viga, apenas escarificada e limpa, sem a aplicação de nenhum agente adesivo

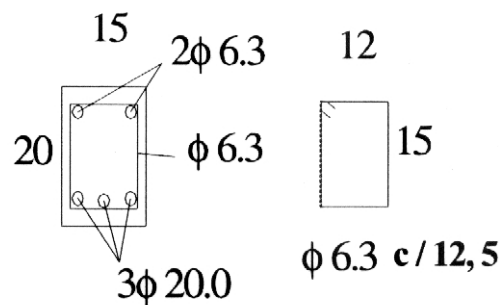


FIGURA 2.5 – Detalhe das Vigas VT e VR-PÓS – ANDO e MORENO (2000)

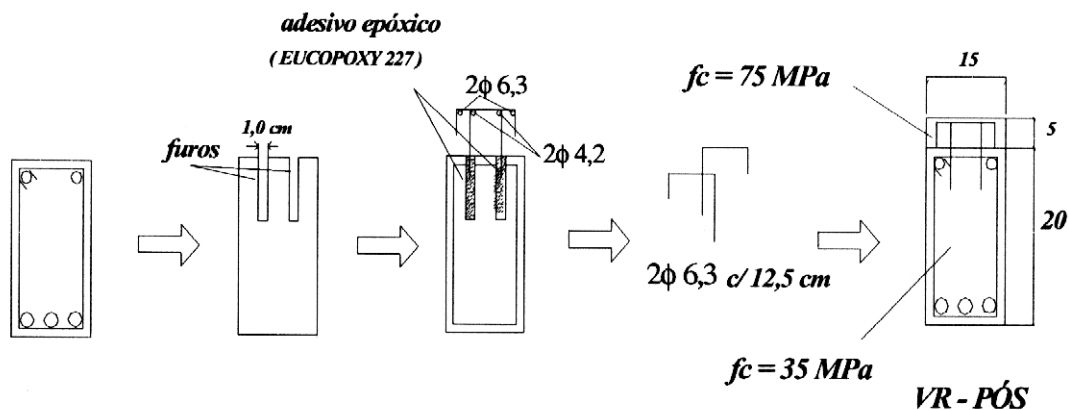


FIGURA 2.6 – Esquema de Execução do Reforço da Viga VR – PÓS

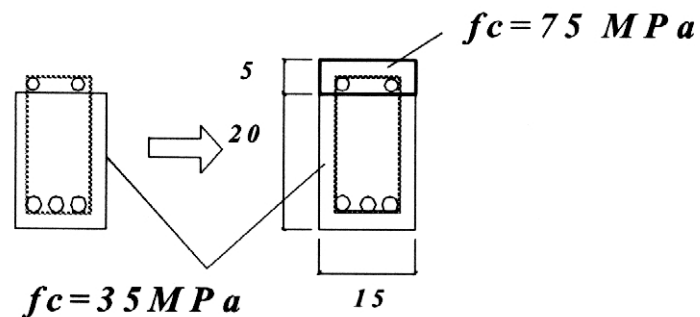


FIGURA 2.7 – Esquema da Viga VR – PRÉ – ANDO e MORENO (2000)

No mesmo dia da execução da camada adicional de concreto na viga reforçada, a viga VR-PRÉ foi executada, possuindo as mesmas características da viga reforçada, com a única diferença de ter sido concretada numa única etapa.

As vigas foram ensaiadas na condição de simplesmente apoiadas e o carregamento constou de duas cargas concentradas iguais, aplicadas a 60 cm de cada apoio. O vão das vigas foi de 150 cm. Nestes ensaios, o incremento de cargas foi de, aproximadamente, 5 kN.

A armadura longitudinal das vigas foi constituída por três barras de 20,0 mm de diâmetro, de aço CA50 A, tensão de escoamento, f_y , de 515,8 MPa, e módulo de deformação longitudinal E_s , de 202,0 GPa. A armadura transversal das vigas foi constituída por estribos verticais de 6,3 mm, de aço CA60, posicionados a cada 12,5 cm, tensão de escoamento, f_y de 635,4 MPa e módulo de deformação longitudinal E_s , de 202,4 GPa. Os resultados teóricos e experimentais, obtidos após os ensaios das vigas, estão apresentados na TABELA 2.4. Na tabela, o valor de M_u teórico foi calculado segundo a NORMA BRASILEIRA (NBR 6118 - 1978) e V_u teórico corresponde ao valor do esforço cortante calculado para este momento teórico último. Já $V_{u, exp}$ foi o valor medido do esforço cortante correspondente ao início do escoamento da armadura transversal e $M_{u, exp}$ o momento fletor calculado com o valor de $V_{u, exp}$. Os valores de

ρ_w e $\rho_{w, M\ddot{o}rsch}$ correspondem, respectivamente, à taxa real de armadura transversal das vigas e à taxa de armadura transversal calculada de acordo com a teoria de M\ddot{o}rsch.

TABELA 2.4 – Resultados - Valores Teóricos e Experimentais – (ANDO e MORENO)

CARACTERÍSTICAS	VIGAS		
	VT	VR – PRÉ	VR - PÓS
Resistência do Concreto (MPa)			
Traço Convencional	34,3	34,8	34,3
Traço de Alta Resistência		75,6	75,6
Dimensões da viga: b e d (cm)	15/15	15/20	15/20
Posição da linha neutra x (cm)	11,8	5,3	5,3
M_u teórico (KN . cm)	5003	8715	8715
V_u teórico (KN)	84	145	145
$M_{u, exp}$ (KN . cm)	5310	7838	7811
$V_{u, exp}$ (KN)	88,5	130,6	130,2
ρ_w (%)	0,34	0,34	0,34
$\rho_{w M\ddot{o}rsch}$ (%)	0,86	0,85	0,85
$\rho_w / \rho_{w M\ddot{o}rsch}$	0,40	0,40	0,40
Forma de ruptura	Cisalhamento com flexão	Cisalhamento com flexão	Cisalhamento com flexão

ANDO & MORENO concluíram que a viga reforçada teve sua capacidade de carga aumentada em 46% e a diferença entre os momentos teórico e experimental últimos, obtidos na viga reforçada, deve-se ao fato de que, nessa viga, a armadura transversal entrou em escoamento antes da armadura longitudinal. O reforço à flexão deveria ser acompanhado por um reforço ao esforço cortante.

A ligação concreto novo-velho e o dimensionamento da armadura transversal de conexão foram muito eficientes porque o comportamento da viga VR-PRÉ e da viga VR-PÓS foram idênticos, em relação à evolução das tensões na armadura longitudinal e aos deslocamentos verticais. Esta perfeita aderência garante a inexistência de movimentação relativa entre as camadas de concreto, o que, caso acontecesse,

invalidaria os modelos teóricos atuais de dimensionamento à flexão de uma viga em concreto.

Segundo CAMPOS (2000) e CAMPOS et al. (2002), dentre os problemas patológicos mais freqüentes em peças de concreto armado, pode-se ressaltar os ocorridos em lajes com manifestações de grandes flechas e aparecimento de fissuras. Tais problemas podem ser causados por insuficiência na taxa de armadura, uso de um concreto inadequado ou mesmo pela altura útil indevida da laje, resultando em restrições de utilização, e portanto gerando a necessidade da aplicação de um reforço. Considerando-se as dificuldades de execução do reforço pela face inferior das lajes e o avanço tecnológico proveniente da adição da sílica ativa no concreto, a idéia de executar o reforço intervindo apenas na face superior da peça surgiu naturalmente. O procedimento era criar uma “mesa de compressão” fortemente aderida à parte inferior da laje formando uma peça única, monolítica. Neste trabalho, foi, então, verificada, experimentalmente, a possibilidade da realização de reforço em lajes pela face superior, através de ensaios em peças moldadas em escala real.

Em seu programa experimental, foram ensaiadas cinco lajes maciças de concreto armado de 415 cm x 415 cm x 7 cm, armadas nas duas direções, simplesmente apoiadas e carregadas uniformemente no bordo superior, utilizando-se sacos de areia. A armadura de flexão das lajes L1, L2, e L4 foi composta de 21 barras de 5,0 mm de diâmetro em cada direção, correspondentes à armadura mínima de flexão, segundo as recomendações da NBR 6118 (1978). As lajes L3 e L3a, projetadas com deficiência de armadura, foram fabricadas com 21 barras de 3,4 mm. Adicionalmente, foi utilizada em cada canto de todas as lajes uma armadura composta de 4 barras de 5,0 mm nas faces superior e inferior. O concreto utilizado nas lajes L1, L2, L3 e L3a possuía resistência nominal à compressão de 20 MPa aos 21 dias. O concreto da laje L4 possuía resistência, aos 21 dias, de 10 MPa.

A Laje L1 foi ensaiada uma única vez até a ruptura. As lajes L2, L3a e L4 foram ensaiadas duas vezes. No primeiro ensaio, elas foram ensaiadas até um critério de parada que considerou três aspectos: deformação na armadura principal atingindo o

início do limite de escoamento, abertura das fissuras máximas estabelecidas em norma e flechas da ordem de grandeza da espessura da laje, considerando-se que, na prática, esta é a situação comum de patologia para reforço em lajes. Depois de ensaiadas, essas lajes tiveram suas faces superiores apicoadas, manualmente. As superfícies apicoadas foram lavadas com água através de bomba de alta pressão. Com o uso de macaco hidráulico, as lajes foram retornadas à sua forma plana original. O reforço foi, então, realizado com aplicação de uma camada, em forma de lente, na face superior da laje, de concreto de alto desempenho com resistência aos 7 dias de 50 MPa, e espessura de 2,0 cm nos bordos e 4,0 cm no centro. Para a cura do concreto do reforço, as lajes foram recobertas com mantas de anagem úmidas e protegidas com lona de polietileno, durante sete dias. A Laje L2R (reforçada) foi ensaiada aos 16 dias de idade, a laje L3aR aos 17 dias de idade e a laje L4R aos 11 dias de idade. Todas as lajes reforçadas foram carregadas até a ruptura.

Com a finalidade de avaliar a resistência de aderência entre a camada de reforço e o concreto antigo da laje, foram executados também testes de arrancamento em pontos na camada de reforço nas lajes ensaiadas, e em peças de referências.

Todas as lajes romperam por flexão, com escoamento e ruptura da armadura inferior na região central das lajes. Após a retirada do carregamento, não foi observado nenhum sinal de esmagamento do concreto no bordo superior. A laje L1, de referência, atingiu a carga última de $9,25 \text{ KN/m}^2$. As cargas de ruptura das lajes L2R e L4R foram muito próximas $12,25 \text{ KN/m}^2$ e $12,0 \text{ KN/m}^2$; já a laje L3aR, com menor taxa de armadura, rompeu com $3,25 \text{ KN/m}^2$. Observou-se que, em relação à laje de referência, os acréscimos de carga última obtidos nas lajes L2R e L4R foram, respectivamente, de 32% e 30% correspondentes a aumentos de 43 e 41% na altura útil. O comportamento da laje L3aR mostrou que o aumento da altura útil e o aumento da resistência à compressão do concreto na camada de reforço, sem a existência de uma armadura de flexão, suficiente para equilibrar a seção, acarreta em um reforço inócuo.

As várias medidas de tensão de arrancamento entre a camada de concreto do reforço e o concreto da laje, indicaram uma tensão da ordem de 1,0 MPa. Em todos os ensaios de

lajes reforçadas não foi percebido descolamento generalizado de áreas da camada de reforço. Até nos fragmentos da demolição das lajes examinados após os ensaios foi notado a perfeita aderência entre os dois concretos.

Os autores concluíram que, os resultados desta pesquisa restringem-se aos poucos casos investigados, não devendo ser aplicados para outras condições de vínculo das lajes, para diferentes taxas de armadura, para diferentes espessuras das camadas de reforço pela face superior ou para outras formas de aderência entre a laje original e a camada de reforço. O reforço mostrou-se eficaz para os casos em que havia uma taxa de armadura mínima de 0,15% na laje antes de ser reforçada. Os resultados, nestes casos, também mostraram que as cargas de ruptura podem ser estimadas com a utilização da altura útil da seção total, com a camada de reforço, considerando o reforço trabalhado monoliticamente (aderência perfeita) com a laje original.

2.5 – Considerações Finais

Considerando-se a praticidade da execução, o material de reforço escolhido foi o concreto de cimento portland, devido ao seu menor custo, comparado aos outros materiais e a sua facilidade de utilização, por ser um material tradicionalmente usado, que não necessita de mão-de-obra especializada. Outro aspecto importante na decisão da escolha desse material foi a aderência. Materiais à base de resinas promovem tensões de aderência maiores que materiais cimentícios, principalmente onde não há um tratamento prévio da superfície. Mas as pesquisas anteriores apontaram satisfatória a aderência de concreto velho sobre concreto novo, nos casos em que a superfície foi apicoada e limpa antes da aplicação da nova camada. Esses resultados reforçaram a escolha do concreto como material de reforço, restando apenas adequar suas propriedades às do concreto antigo. Para esta adequação, o concreto necessitou de alto desempenho inicial quanto à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade, para que, nas idades iniciais, se equiparasse ao concreto antigo, em idade avançada, além de elevada fluidez e aderência ao concreto endurecido.

Com base nos resultados apresentados, a técnica de preparo da superfície que apresentou a eficiência e a facilidade de execução desejadas, é o apicoamento até a retirada da nata superficial. No instante do reforço, a superfície deve estar seca e isenta de agentes adesivos.

O teste de cisalhamento inclinado será empregado na caracterização da aderência na interface entre os dois materiais (concreto velho com concreto novo), devido à facilidade de sua execução e à confiabilidade demonstrada em diversas pesquisas.

3

LAJES ENSAIADAS - CARACTERÍSTICAS

3.1 – Introdução

Neste capítulo estão descritas as características geométricas das lajes estudadas, a distribuição de suas armaduras e outras particularidades.

As lajes de concreto armado utilizadas foram moldadas em 1992 e 1994 e encontravam-se no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da Escola de Engenharia da UFMG. Ao todo eram cinco lajes, sendo três lajes com 10 cm de espessura, nomeadas lajes originais e duas lajes com 15 cm de espessura, nomeadas lajes monolíticas de referência (série 3). As lajes originais foram subdivididas em dois grupos: uma laje original de referência (série 1) e duas lajes a serem reforçadas (série 2). As lajes reforçadas foram subdivididas em laje 2A e 2B. As lajes monolíticas de referência foram subdivididas em laje 3A e 3B. Todas as lajes eram armadas em uma única direção.

3.2 – Laje Original de Referência – Série 1

A Figura 3.1 apresenta as características da laje original de referência. Essa laje foi ensaiada para que seu comportamento e desempenho servissem de referência na verificação dos ganhos conseguidos com os reforços.

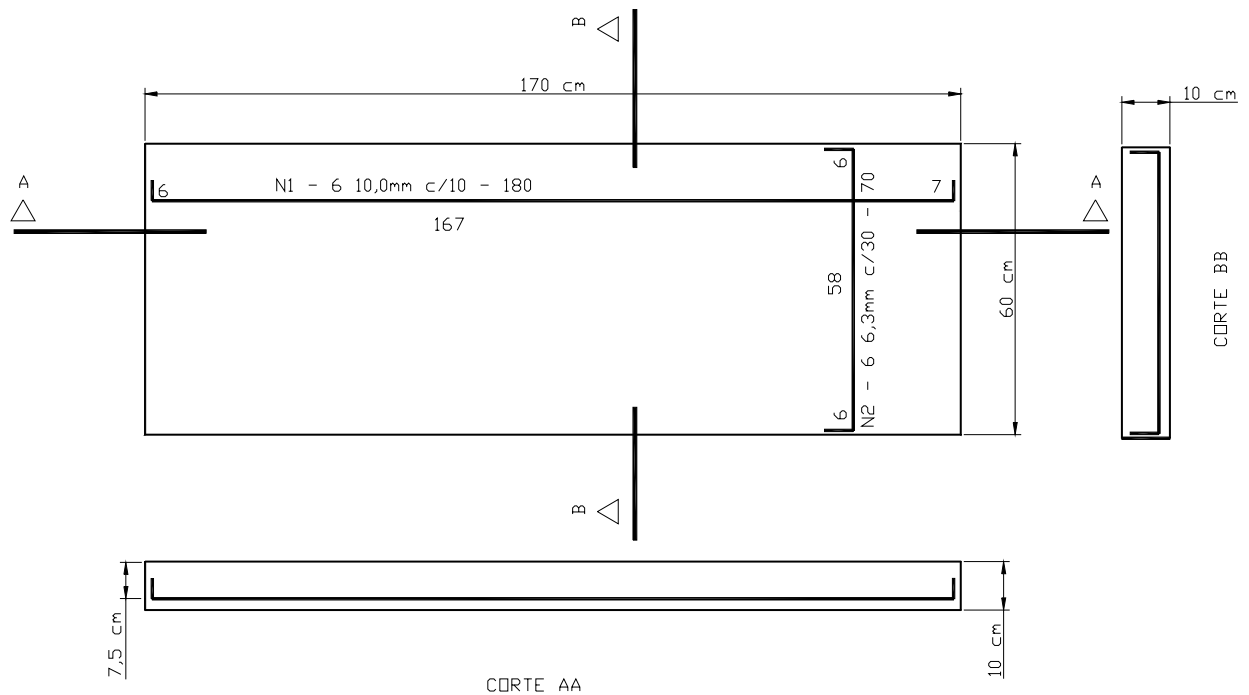


FIGURA 3.1 – Laje Original de Referência – Série 1

3.3 – Lajes Reforçadas – Série 2

A Figura 3.2 apresenta as características das lajes reforçadas.

3.4 – Lajes Monolíticas de Referência – Série 3

A Figura 3.3 apresenta as características das lajes monolíticas de referência. É importante frisar que as lajes foram dimensionadas para romperem à flexão. Estas lajes foram ensaiadas para possibilitar a comparação do seu comportamento e desempenho com as lajes reforçadas (concretadas em duas etapas distintas).

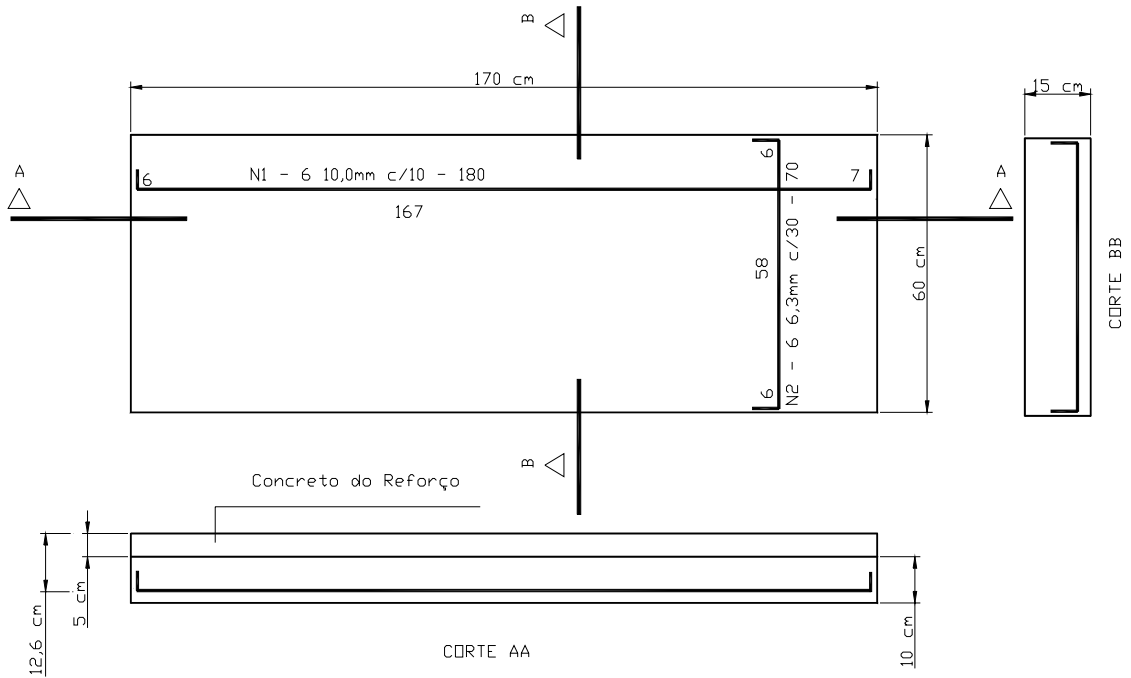


FIGURA 3.2 – Lajes Reforçadas – Série 2

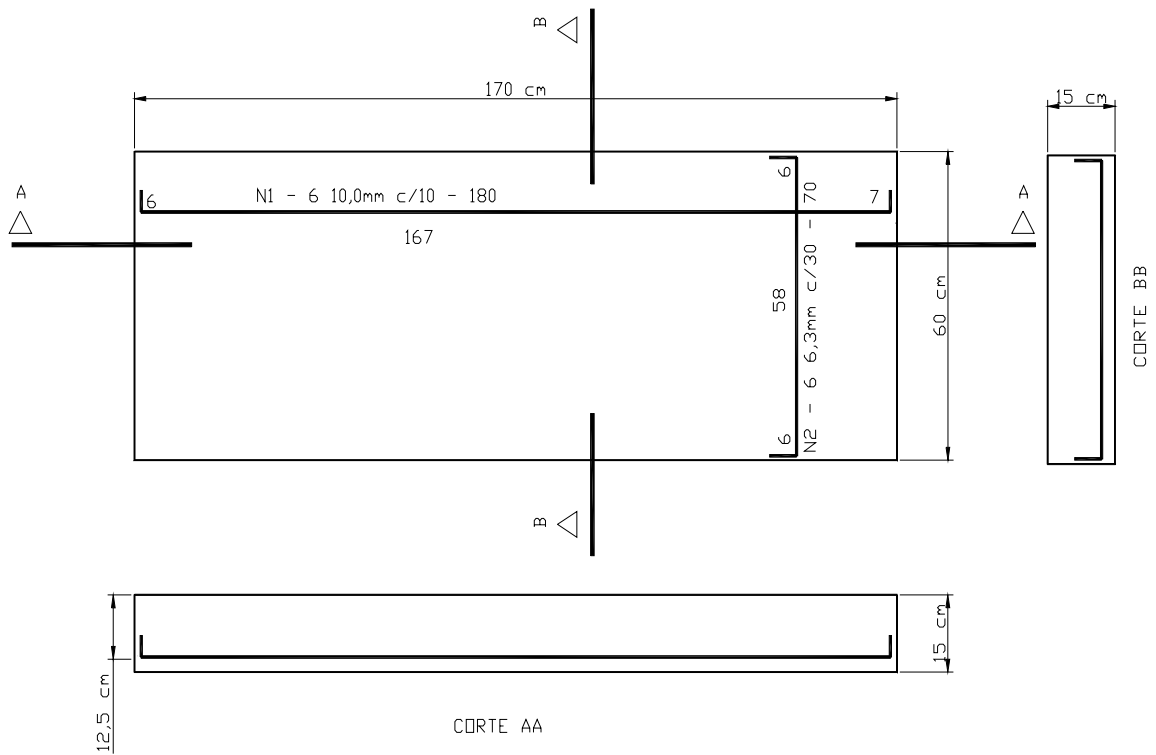


FIGURA 3.3 – Lajes Monolíticas de Referência – Série 3

4

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1 – Introdução

Neste capítulo são caracterizados os concretos e aços utilizados na fabricação das lajes e dos reforços. São também descritos os ensaios adotados para a caracterização, bem como os equipamentos e os corpos-de-prova neles empregados.

4.2 - Concretos

Neste trabalho foram utilizados dois tipos de concreto: o concreto das lajes originais e monolíticas, chamado concreto original, e o concreto do reforço.

Ao longo do trabalho foram feitos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do concreto original das lajes e do reforço. As propriedades pesquisadas foram: a resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração (ensaio de compressão diametral), o módulo de elasticidade estático secante e a aderência entre os concretos,

através do ensaio de cisalhamento inclinado. A descrição e os resultados desses ensaios são apresentados nos sub-itens seguintes.

4.2.1 – Ensaio de Caracterização dos Concretos

A seguir são descritos os ensaios executados para caracterização do concreto das lajes originais e do concreto do reforço.

4.2.1.1 – Compressão Uniaxial

Os ensaios de compressão uniaxial foram executados de acordo com a NBR-5739 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT - 1980), em corpos-de-prova cilíndricos de 15 x 30 cm ou 10 x 20 cm. Utilizou-se uma prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. – Suíça.

4.2.1.2 – Módulo de Elasticidade Estático Secante

O módulo de elasticidade estático secante foi determinado seguindo-se o plano de carga III da NBR-8522 (1984), em corpos-de-prova (CP's) cilíndricos de 15 x 30 cm. O ponto superior do diagrama “tensão x deformação” escolhido foi o correspondente à 40% da tensão de ruptura. O carregamento foi aplicado por prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. – Suíça. A medida da deformação dos CP's foi feita através de dois extensômetros elétricos (marca Kiowa; tipo KC-70-A1-11, 70 mm, 120 Ω), colados diametralmente opostos. O sistema de aquisição de dados, utilizado para leitura dos extensômetros, foi o ADS 2000, fabricado pela LYNX, acoplado a um microcomputador.

4.2.1.3 – Resistência à Tração – Ensaio de Compressão Diametral

Esses ensaios foram executados de acordo com a NBR-7222 da ABNT (1983), em corpos-de-prova cilíndricos de 15 x 30 cm. O carregamento foi aplicado por prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. – Suíça.

4.2.1.4 – Cisalhamento Inclinado (“Slant Shear Test”)

Não há ainda um consenso das normas internacionais com relação aos testes de aderência e, alguns autores, como CLÍMACO (1991), questionam a correta combinação entre o ângulo da junta e aspereza da superfície, utilizados no “Slant Shear Test”. Como a ABNT não normaliza esse ensaio, retiramos da revisão bibliográfica, principalmente dos trabalhos feitos por CLÍMACO (1991), PIANCASTELLI (1997) e GARCIA & CLÍMACO (2001), as características dos corpos-de-prova, ângulos das juntas entre o concreto velho-novo e tratamento da superfície do concreto velho.

Para a realização dos ensaios, foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 15 x 30 cm, serrados segundo um ângulo de 30° com eixo do cilindro, e corpos-de-prova cilíndricos de 15 x 50 cm, serrados segundo um ângulo de 20° com eixo do cilindro. A FOTO 4.1 mostra os detalhes do corte dos cilindros no ângulo desejado.

Os corpos-de-prova de concreto, serrados com disco diamantado, conforme descrito acima, foram submetidos a apicoamento leve, exceto uma faixa de, aproximadamente, um centímetro ao longo do seu contorno, com o objetivo de evitar a quebra das bordas. A FOTO 4.2 mostra o CP serrado e apicoado. Para a obtenção dos CP's mistos, os meios cilindros foram, então, colocados dentro de moldes metálicos para o lançamento do concreto do reforço.

Após a cura, o carregamento foi aplicado por prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. – Suíça.



FOTO 4.1 – Detalhe do corte de um cilindro de 15 x 50 cm



FOTO 4.2 – Corpo-de-prova serrado e apicado

4.2.2 – Ensaios Preliminares dos Concretos

Como mencionado anteriormente, foram empregados, nesta pesquisa, dois tipos de concreto: o concreto das lajes originais e monolíticas, chamado concreto original, e o concreto do reforço.

O concreto original foi dosado para uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 21 MPa, com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), e um consumo de 331 Kg/m³. O fator a/c era de 0,55 e o slump de 55 ± 10 mm. Na data de ensaio das lajes, este concreto tinha idade entre 8 e 10 anos. Para a avaliação de suas características, determinou-se a resistência à compressão, o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à tração. O valor médio de sua resistência à compressão foi de 37,5 MPa, e o seu módulo de elasticidade e sua resistência à tração foram de 25,9 GPa, e 2,41 MPa, respectivamente.

Para que fosse definido o traço final do concreto do reforço, foi necessário um estudo preliminar de traços de concreto. Os objetivos desse estudo eram garantir que o concreto do reforço atingisse, nas primeiras idades, a resistência à compressão do concreto original e apresentasse uma resistência de aderência satisfatória, na mesma idade.

Com base nos resultados dos estudos do concreto original, foi solicitado à um fabricante de concreto usinado – Lafarge Concreto – um traço de concreto cuja resistência à compressão fosse de 37,5 MPa, nas idades iniciais. O traço de concreto final, então especificado, tinha as características indicadas na TAB. 4.1.

TABELA 4.1– Características do Traço do Concreto do Reforço

Traço Cimento:areia:pó pedra: brita 0 (em peso)	Consumo de Cimento (Kg/m ³)	Fator a/c	Superplastificante/ Cimento (% em peso)	“Slump” (mm)
1 : 1,473 : 0,632 : 1,988	435	0,46	0,7	240

Nesse traço foi empregada areia grossa artificial de gnaise, com módulo de finura de 3,19 e massa específica real de 2,73 kg/dm³. Utilizou-se brita zero calcárea, com módulo de finura de 5,89 e massa específica real de 2,65 kg/dm³. O cimento usado foi o CP V ARI RS fabricado pela Cimento Mauá. O aditivo superplastificante foi o PREMIA 100, produzido pela CHRYSO.

Desse concreto especificado, foram moldados nove CP's de 10 x 20 cm, para avaliação da resistência à compressão, nas idades de 3, 4, 5 e 7 dias. A TAB. 4.2 apresenta os valores médios obtidos.

TABELA 4.2– Ensaio Preliminar – Resistência média à compressão

Resistência média à compressão	Concreto do Reforço				Concreto das Lajes
	Idade				Idade
	3 dias	4 dias	5 dias	7 dias	10 anos
f_{cm} (MPa)	32,5	36,1	37,9	42,7	37,5

Para a execução dos estudos preliminares de aderência, solicitou-se, à Lafarge Concreto, outro traço de concreto, porém, com brita 1, cuja resistência à compressão fosse de 37,5 MPa, aos 28 dias de idade. Esse concreto simularia o concreto das lajes originais, servindo como base para os testes de aderência, uma vez que o número de CP's do concreto original era insuficiente. Foram, então, moldados seis CP's 15 x 30 cm para os testes de aderência, e seis CP's 10 x 20 cm para avaliação da resistência à compressão.

Após um período de cura de, aproximadamente, 50 dias, os CP's 15 x 30 foram serrados, com um ângulo de 60° e apicoados, até a retirada da nata superficial. Cada metade serrada foi colocada, novamente, nas formas onde foi lançado o concreto do reforço, conforme indicado na FIG. 4.1. No mesmo dia do lançamento do concreto do reforço, foram moldados nove CP's 10 x 20 cm, para avaliação de sua resistência à compressão. Os CP's compostos foram ensaiados para a avaliação da aderência aos 4, 5 e 7 dias, segundo o ensaio de cisalhamento inclinado. Nas mesmas idades, também foram avaliadas as resistências à compressão dos concretos da base e do reforço.

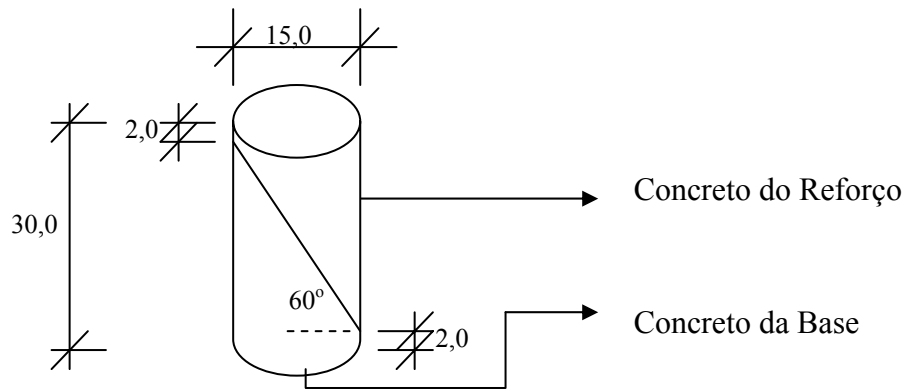


FIGURA 4.1 – Desenho esquemático do corpo-de-prova composto (medidas em cm)

A FIG. 4.2 mostra o desenho esquemático para o cálculo das tensões. Na figura, C_{RC} corresponde à carga de ruptura à compressão do corpo-de-prova composto, τ a tensão de cisalhamento na junta, σ a tensão normal na junta e α o ângulo da junta.

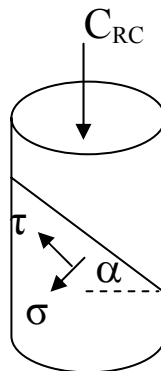


FIGURA 4.2 – Desenho esquemático para o cálculo das tensões

Considerando-se a área inclinada, as equações abaixo foram utilizadas para o cálculo das tensões normal e cisalhante:

$$A = \pi ab, \quad (4.1)$$

$$\tau = \frac{C_{RC} \times \text{sen } \alpha}{A}, \quad (4.2)$$

$$\sigma = \frac{C_{RC} \times \text{cos } \alpha}{A}, \quad (4.3)$$

Onde:

A = área da elipse;

a = raio maior da elipse; e

b = raio menor da elipse (= 7,5 cm).

Os resultados médios destes ensaios para cada idade estão apresentados na TAB. 4.3. As FOTOS 4.3 e 4.4 mostram corpos-de-prova compostos com ângulo de junta igual a 60°, após a ruptura.

TABELA 4.3 – Ensaio de Aderência - Resultados Preliminares

Idade (dias)	Carga de Ruptura à Compressão do Concreto		Ensaio de Aderência – Teste de cisalhamento inclinado					
	Base C_{Rm} (kN)	Reforço C_{Rm} (kN)	Ângulo da junta α (°)	Carga de Ruptura C_{Rc} (kN)	Tipo de Ruptura	Relação C_{Rc}/C_{Rm}	σ (MPa)	τ (MPa)
4	724,0	763,0	60	699,4	na junta	0,91	16,8	29,2
5	747,0	742,0	60	717,0	na junta	0,96	17,3	30,0
7	867,0	876,0	60	726,0	na junta	0,83	17,5	30,3

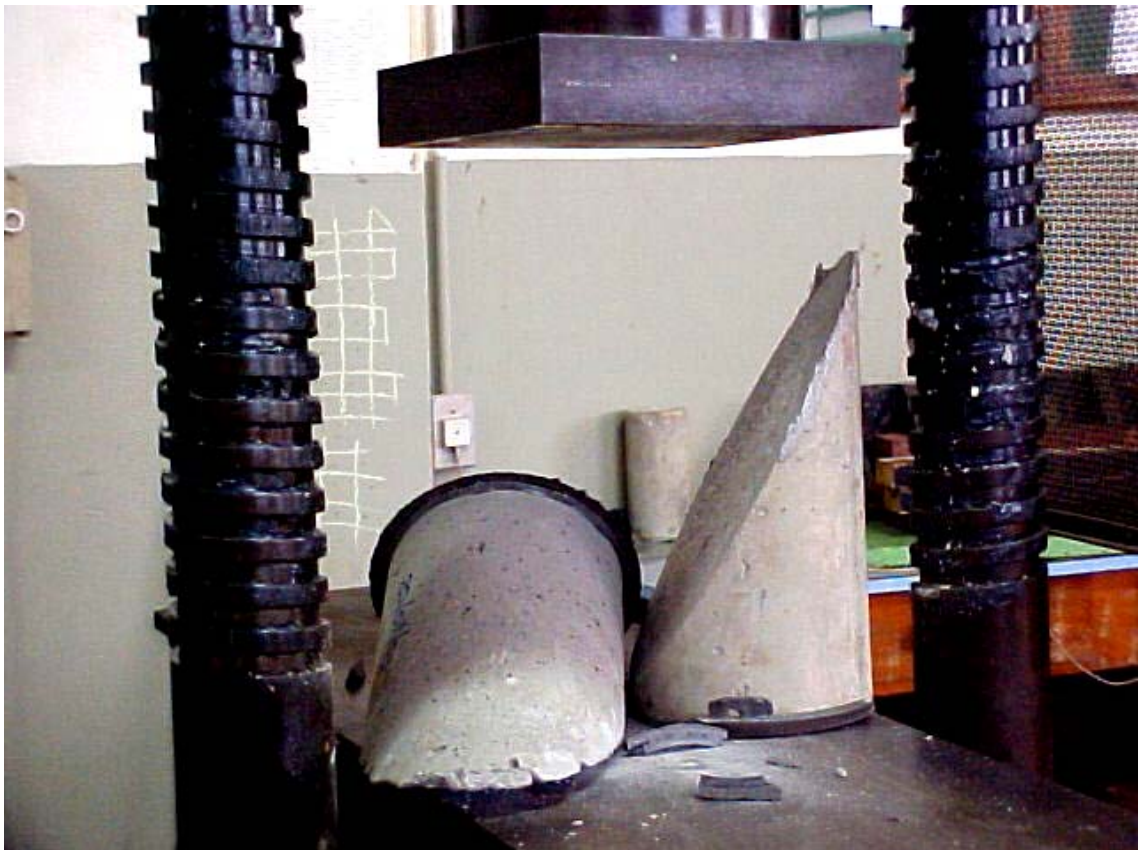


FOTO 4.3 – Detalhe da Ruptura do Corpo-de-prova Composto



FOTO 4.4– Detalhe do corpo-de-prova composto rompido após o ensaio de cisalhamento inclinado

Com base nos resultados preliminares de resistência à compressão dos corpos-de-prova monolíticos e de cisalhamento na junta dos CP's compostos, estabeleceu-se que o concreto do reforço seria solicitado aos 4 dias de idade. Nesta idade, o concreto do reforço já apresentava resistência bem próxima da laje original e as tensões normal e de cisalhamento na junta não apresentaram variações significativas com relação às outras idades. Obteve-se, também, uma boa correlação entre as resistências dos cilindros monolíticos e compostos.

4.2.3 – Ensaio Principais dos Concretos

A seguir, serão apresentados os ensaios principais dos concretos, executados nas mesmas datas de teste das lajes.

4.2.3.1 – Aderência

Nos casos em que a ruptura ocorreu na junta, usou-se o critério de ruptura de Coulomb para relacionar as tensões normal e cisalhante, conforme Eq. 4.4 e FIG. 4.3.

$$\tau = \mu\sigma + c \quad (4.4)$$

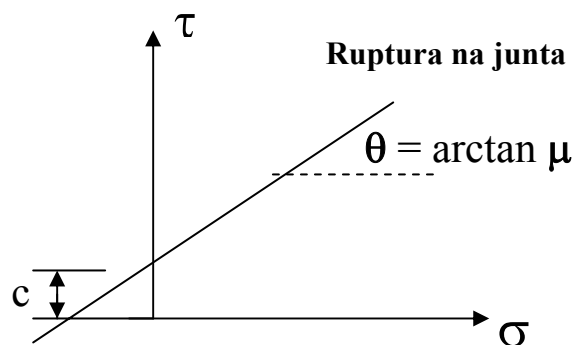


FIGURA 4.3 – Critério de Ruptura de Coulomb para CP's compostos

De acordo com PIANCASTELLI (1997), a tensão resistente de aderência deverá ser calculada desprezando-se a parcela devida ao atrito, visto que, o atrito só será significativo na região dos apoios. Logo, toda a aderência será devida à coesão do concreto, na idade especificada. Será utilizada, então, a Eq. 4.5, considerando-se que a coesão será igual à tensão resistente de aderência:

$$c = \tau - \mu\sigma \quad (4.5)$$

Visando a determinação da coesão (c) e do coeficiente de atrito (μ), a partir da reta envoltória proposta, foi feito um estudo complementar utilizando-se CP's compostos com ângulo da junta igual a 70° . Para isto, concretou-se quatro corpos-de-prova cilíndricos de 15×50 cm. Neste concreto foi usado brita 1, para, à semelhança do ensaio anterior, simular o concreto das lajes originais, servindo esse como concreto de

base para os testes de aderência. A FOTO 4.5 mostra a fôrma utilizada para concretagem destes corpos-de-prova. Foram concretados, também, doze CP's de 10 x 20 cm para a verificação de sua resistência à compressão, na data do ensaio de aderência.

Após um período de cura de, aproximadamente, 50 dias, os CP's de 15 x 50 foram serrados, com um ângulo de 70° e apicoados, até a retirada da nata superficial. Cada metade serrada foi colocada, novamente, nas formas, onde foi lançado o concreto do reforço, conforme indicado esquematicamente na FIG. 4.4. No mesmo dia do lançamento do concreto do reforço da laje, foram moldados seis CP's de 15 x 30 cm, para avaliação de sua resistência à compressão e seis CP's compostos de 15 x 30 cm, com ângulo de 60° , idênticos aos utilizados nos ensaios preliminares de aderência. Os CP's compostos foram ensaiados para a avaliação da aderência entre os dois concretos, aos 4 e 28 dias, segundo o teste de cisalhamento inclinado. A idade de 28 dias foi escolhida para que fosse avaliada a evolução da resistência de aderência com o tempo.



FOTO 4.5 – Fôrma utilizada para concretagem dos CP's cilíndricos de 15 x 50 cm

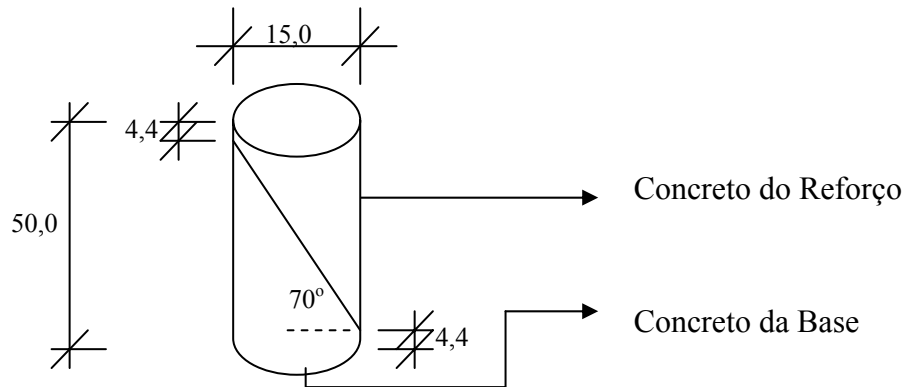


FIGURA 4.4 – Desenho esquemático do corpo-de-prova composto (medidas em cm)

Para o cálculo da tensão normal e de cisalhamento na junta foram utilizadas novamente as Eq. 4.1 a 4.3. Estes resultados estão apresentados na TAB. 4.4.

TABELA 4.4 – Ensaio de Aderência - Resultados Finais

Idade (dias)	Carga de Ruptura à Compressão do Concreto C_{Rm} (kN)	Ensaio de Aderência – Teste de cisalhamento inclinado					
		Ângulo da junta α ($^{\circ}$)	Carga de Ruptura C_{Rc} (kN)	Tipo de Ruptura	Relação C_{Rc} / C_{Rm}	σ (MPa)	τ (MPa)
4	694,1	60	513,9	na junta	0,74	7,27	12,59
4	694,1	70	280,8	na junta	0,40	1,87	5,13
28	842,5	60	646,4	na junta	0,76	9,13	15,82
28	842,5	70	473,3	na junta	0,56	3,15	8,61

Considerando-se os resultados finais dos testes de aderência com os ângulos da junta de 60° e 70°, foram traçadas as retas envoltórias de ruptura. As FIGURAS 4.5 e 4.6 apresentam estas retas, e suas respectivas equações com os coeficientes de correlação nas idades de 4 e 28 dias.

Considerando-se a Eq. 4.5 e as envoltórias de ruptura, foi determinada a coesão (c) em cada idade. A TAB. 4.5 mostra esses resultados.

TABELA 4.5 – Coesão média entre os concretos

Coesão (MPa)	
Idade de 4 dias	Idade de 28 dias
2,53	4,82

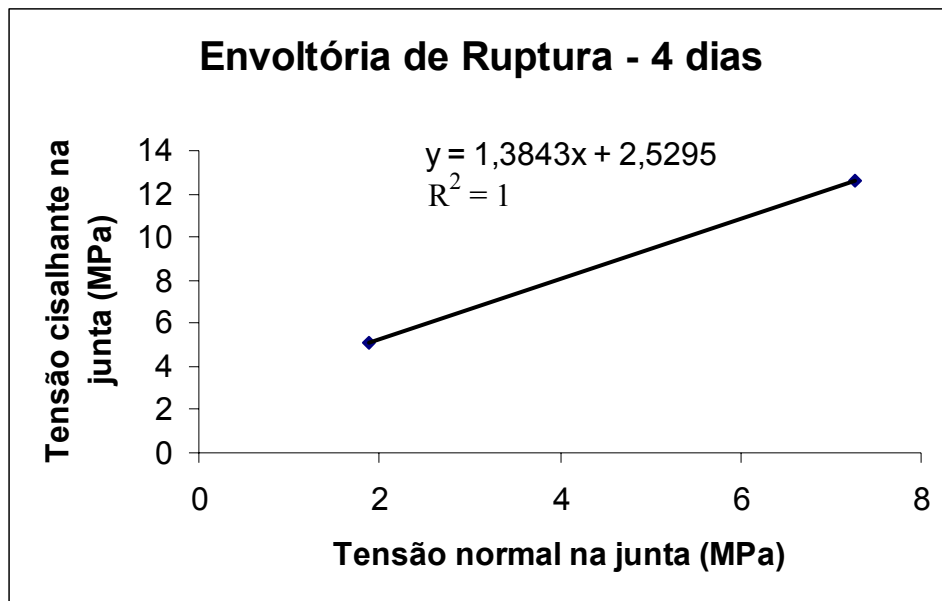


FIGURA 4.5 – Envoltória de Ruptura na idade de 4 dias

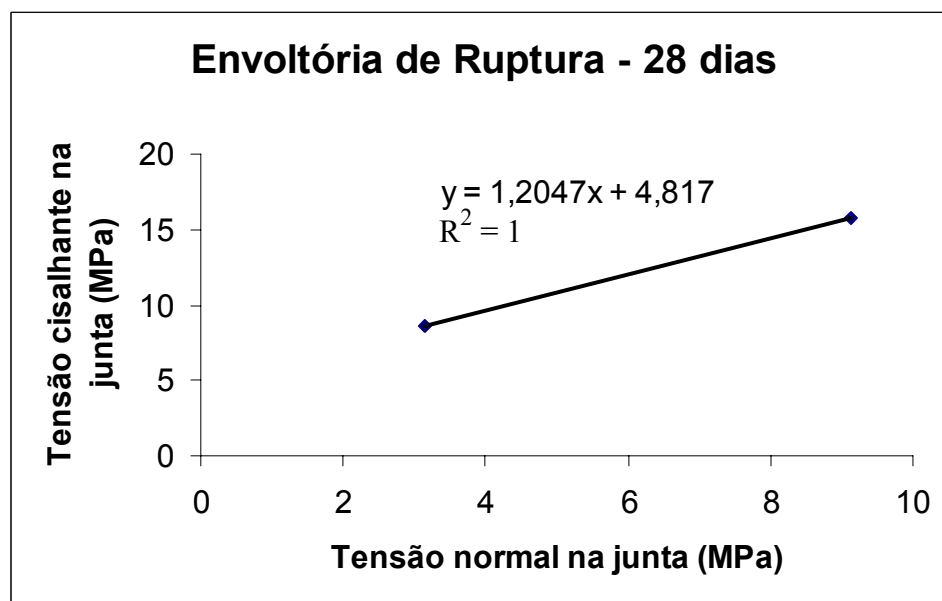


FIGURA 4.6 – Envoltória de Ruptura na idade de 28 dias

No trabalho realizado por PIANCASTELLI (1997), tensões de aderência da ordem de 2,15 MPa (ver TAB. 2.3) foram suficientes para evitar o deslizamento relativo entre a camada de reforço e o substrato de concreto nas vigas ensaiadas. Como os resultados obtidos neste estudo são ainda maiores, a escolha de 4 dias para execução do ensaio das lajes reforçadas será, muito provavelmente, satisfatória.

4.2.3.2 – Concreto do Reforço

No mesmo dia em que as lajes reforçadas foram ensaiadas, o concreto do reforço, com idade de 4 dias, foi submetido a testes para caracterização de suas propriedades mecânicas. Os valores médios obtidos para as propriedades estudadas estão indicados na TAB. 4.6. Na FIG. 4.7 estão apresentadas as relações tensão-deformação resultantes dos ensaios de módulo de elasticidade estático secante executados no concreto do reforço.

TABELA 4.6 – Concreto do Reforço – Propriedades Mecânicas

Propriedade	Símbolo	Valor
Resistência média à compressão (MPa)	f_{cm}	36,9
Módulo de elasticidade secante médio (GPa)	E_{cm}	25,7

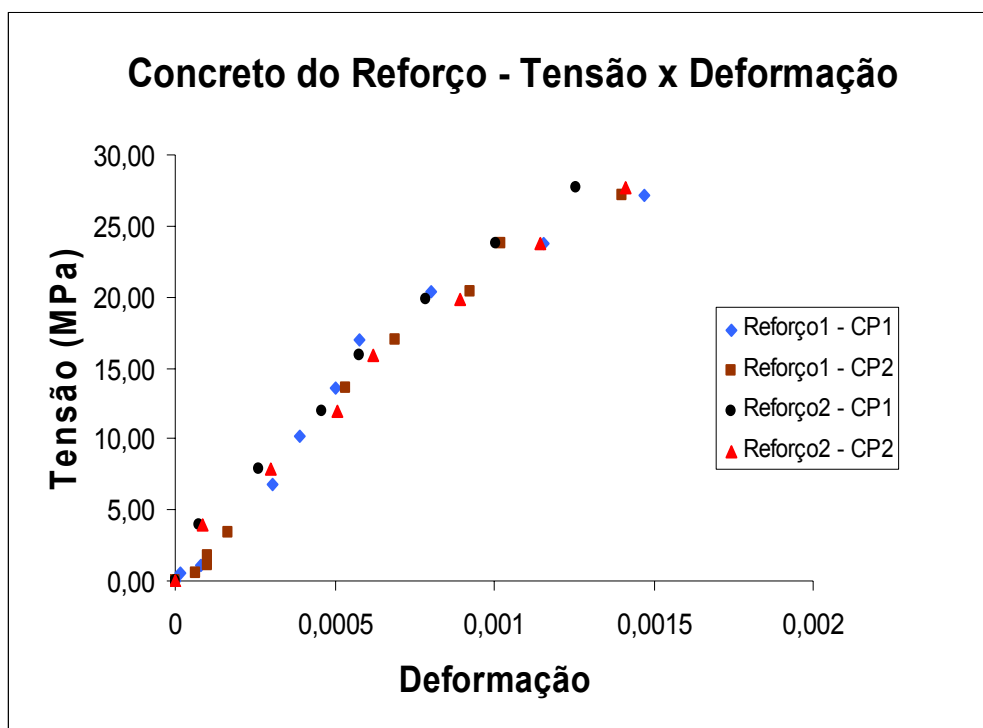


FIGURA 4.7 – Concreto do Reforço – Diagrama Tensão x Deformação – Dados Experimentais

4.3 – Aço

O aço das lajes originais e monolíticas foi submetido a ensaios de caracterização de suas propriedades mecânicas. A descrição e resultados dos ensaios são apresentados nos sub-ítem seguintes.

4.3.1 – Ensaios de Caracterização do Aço

As armaduras de flexão foram caracterizadas através de ensaios de tração, executados de acordo com a NBR-7480 da ABNT (1985).

4.3.2 – Aço das Lajes Originais e Monolíticas

Os valores médios das propriedades mecânicas investigadas estão indicados na TAB. 4.7.

TABELA 4.7 – Aço das Lajes Originais e Monolíticas – Propriedades Mecânicas
Valores Médios

Propriedade	Símbolo	Valor
Diâmetro (mm)	-	10,0
Tensão de escoamento (MPa)	f_{ym}	682,6
Limite de resistência (MPa)	f_{stm}	803,0
Módulo de elasticidade (GPa)	E_{sm}	199,5
Tipo do diagrama	-	sem patamar

Na FIG. 4.8 estão representadas as relações tensão-deformação resultantes dos ensaios de tração executados.

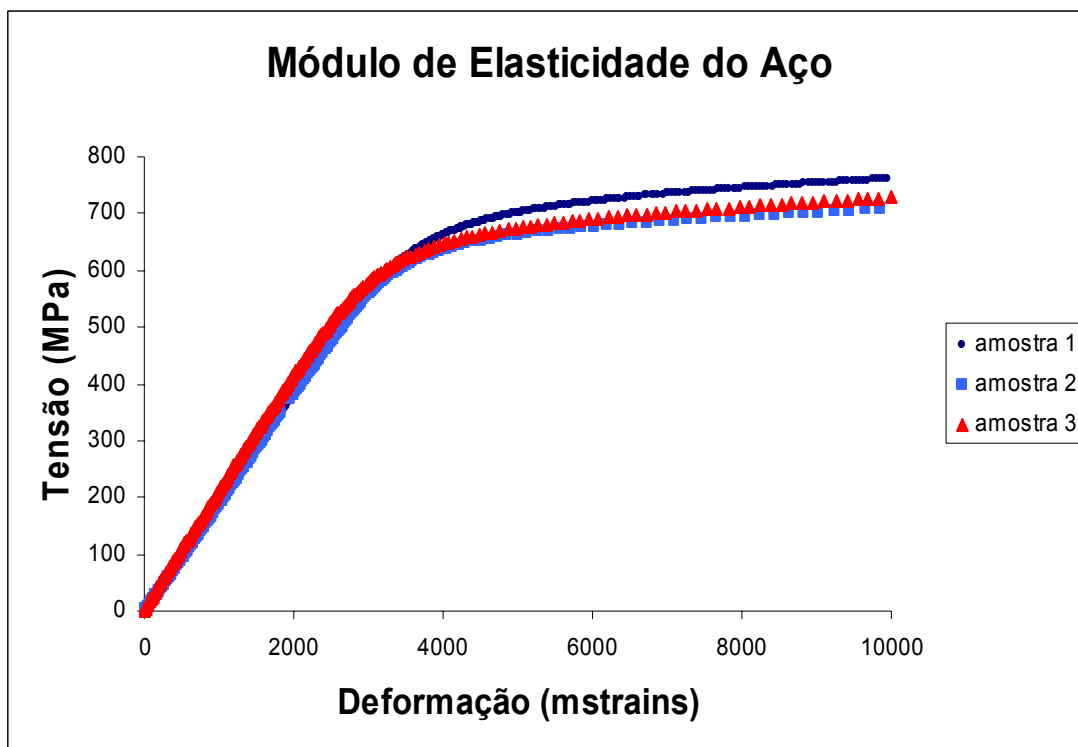


FIGURA 4.8 – Aços das Lajes Originais e Monolíticas – Diagrama Tensão x Deformação

De acordo com os critérios da NBR-7480 (1985), o aço das lajes é do tipo CA-60 sem patamar de escoamento.

É importante ressaltar que, no cálculo das cargas de ruptura pela nova NBR-6118 (2003), apresentado no Capítulo 6, adotar-se-á para a resistência característica à tração do aço das lajes, o valor de 682,6 MPa.

5

PROCEDIMENTOS DE REFORÇO E ENSAIO DAS LAJES

5.1 – Introdução

Neste capítulo estão descritos os procedimentos adotados para a execução dos reforços e para os ensaios de flexão das lajes.

5.2 – Tratamento das Lajes Originais

Após ser posicionada para ensaio, cada uma das lajes originais foi apicoada na sua face superior, que receberia o reforço. O apicoamento foi feito com martelo de bico, de forma leve, com o objetivo de se retirar apenas a nata de cimento superficial. Para que a superfície ficasse isenta de pó, a área apicoada foi então aspirada e lavada com água e vassoura. A FOTO 5.1 mostra a superfície da laje apicoada.



FOTO 5.1 – Detalhe da superfície superior da laje após o apicoamento

5.3 – Execução do Reforço

A execução do reforço foi iniciada com a construção de uma fôrma de madeira compensada resinada, em todo o perímetro da laje, para o lançamento do concreto. Esta fôrma foi instalada após o apicoamento e limpeza da laje. Ela se apoiava nos blocos de sustentação da laje e continha, ao longo de sua extensão, gravatas para travamento lateral. A FOTO 5.2 mostra os detalhes da fôrma. No instante do reforço, o concreto do substrato estava seco.



FOTO 5.2 – Detalhe da fôrma para a execução do reforço

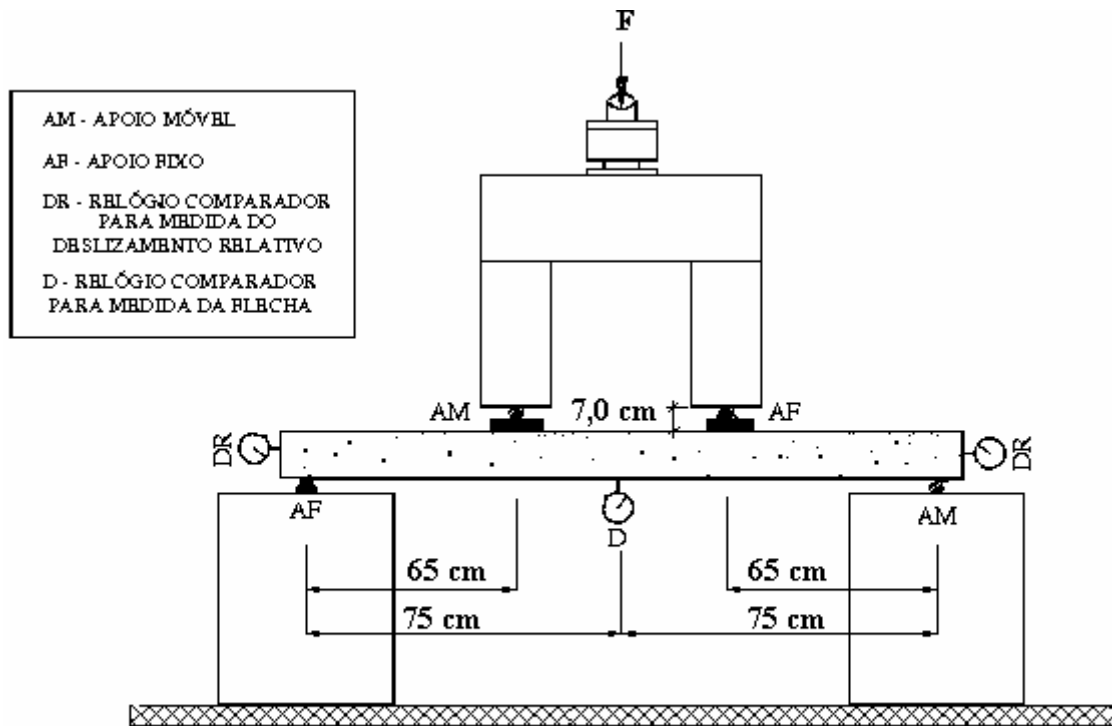
O concreto do reforço para a primeira laje foi preparado em uma única betonada, seguindo-se os mesmos procedimentos adotados nos ensaios preliminares dos concretos. O valor do “slump” foi apurado ao final da mistura. Parte do volume de concreto dessa betonada foi lançada na laje e com o restante foram moldados cinco corpos-de-prova 15 x 30 cm, sendo três para ensaio à compressão e dois para ensaio de módulo de elasticidade. Foram moldados, também, 3 CP’s compostos de 15 x 30 cm, cujas metades estavam previamente serradas e apicoadas, para o ensaio de aderência. O concreto do reforço da segunda laje foi preparado em duas betonadas, seguindo-se os mesmos procedimentos da primeira laje. Para a segunda laje reforçada, foram moldados, além dos corpos-de-prova descritos acima, 6 CP’s compostos de 15 x 50 cm e 3 CP’s compostos de 15 x 30 cm, para ensaios de aderência aos 4 e 28 dias de idade.

O concreto do reforço foi lançado manualmente dentro da fôrma de madeira e dos moldes metálicos dos corpos-de-prova e, em seguida, vibrado utilizando-se um vibrador de agulha.

O controle da cura do concreto foi iniciado imediatamente através da cobertura do concreto, exposto ao ar, com sacos de linhagem, mantidos sempre molhados. No terceiro dia, as fôrmas e os sacos de linhagem foram retirados, para a instrumentação da laje. A cura dos corpos-de-prova do concreto do reforço foi feita no mesmo ambiente das lajes reforçadas.

5.4 – Ensaio de Flexão das Lajes

Os ensaios de flexão das lajes seguiram o esquema de apoio e ensaio indicado na FIG. 5.1. e na FOTO 5.3.



Obs: Sob cada linha de carga foi utilizada uma tira de borracha para distribuir o carregamento.

FIGURA 5.1 – Esquema de apoio e de carregamento das lajes



FOTO 5.3 – Esquema de carregamento das lajes

O carregamento foi aplicado por meio de macaco hidráulico com capacidade de 1000 kN da marca Contenco. A leitura do carregamento foi feita através de anel dinamométrico com capacidade de 300 kN, equipado com relógio comparador da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 10 mm. A constante desse anel era de 0,45686 kN/divisão.

As flechas foram medidas através de dois relógios comparadores (marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 15 mm), instalados no meio do vão, um à esquerda e outro à direita, à aproximadamente 10 cm das faces laterais da laje. O deslocamento relativo entre o concreto do reforço e o concreto original foi medido através de quatro relógios comparadores, sendo dois da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 15 mm e dois também da marca Mitutoyo, com precisão de 0,001 mm e curso

de 5 mm. A FOTO 5.4 e a FIG. 5.2 mostram os detalhes da medição do deslizamento relativo de extremidade.

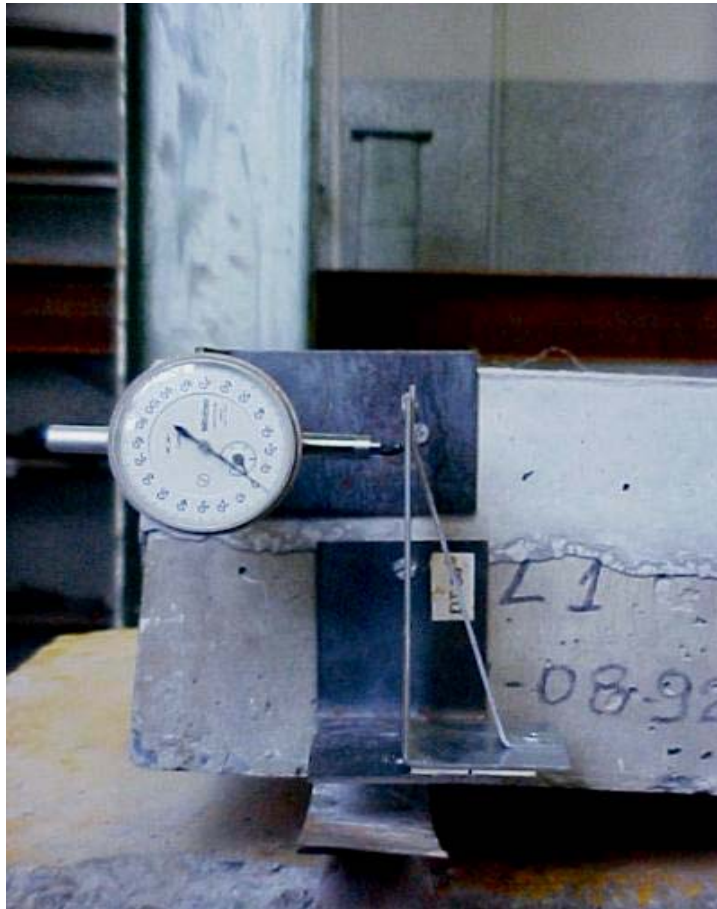


FOTO 5.4 – Detalhe da medição do deslizamento relativo de extremidade

As deformações no concreto foram obtidas através de quatro extensômetros elétricos (marca Kiowa; tipo KC-70-A1-11, 70 mm, 120 Ω) instalados no meio do vão, dois na face superior da laje e dois a 1,0 cm abaixo desta, um em cada face lateral. Na armadura de flexão, também no meio do vão, foram obtidas as deformações em duas barras, através de extensômetros elétricos (marca Kiowa; tipo KFC-5-C1-11, 5 mm, 120 Ω). Esses extensômetros elétricos, quando da fabricação das lajes, foram protegidos contra umidade através de cera especial e silicone, e proteção mecânica com massa epóxi. As leituras foram feitas através do sistema de aquisição de dados ADS 2000, fabricado pela LYNX, acoplado a um microcomputador.

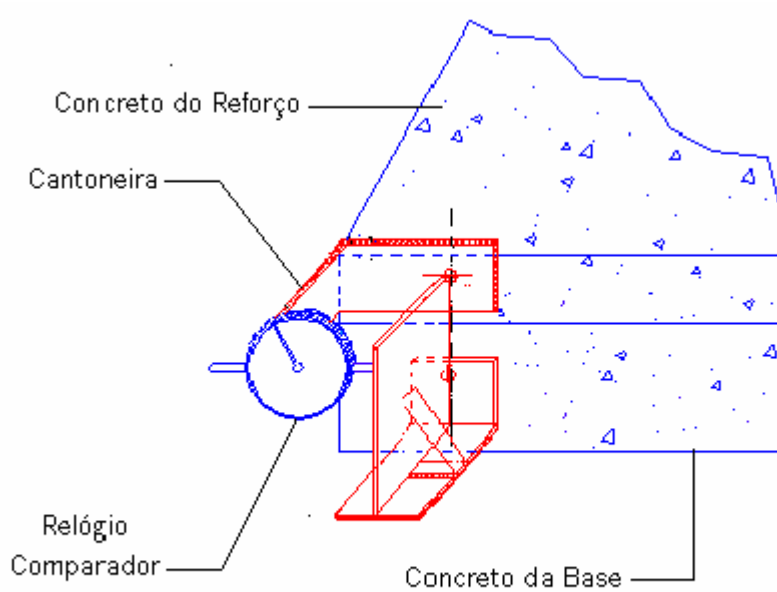


FIGURA 5.2 – Detalhe da medição do deslizamento relativo de extremidade

5.4.1 – Ensaio das Lajes das Séries 1 e 3

A laje da série 1 – original de referência – e as da série 3 – lajes monolíticas de referência, foram ensaiadas numa única etapa. Após a retirada da pré-carga de 2,3 kN, para a acomodação do sistema, fez-se a primeira medida de todos os deslocamentos e deformações, valor inicial para todas as demais leituras. O carregamento foi então aplicado de forma gradual, sendo feitas leituras de flecha e deformações em cada incremento de carga. Após a fissuração da laje, foi feito também um acompanhamento do processo evolutivo das fissuras, sendo relacionado com a carga atuante. O ensaio só terminou quando era atingida a ruptura das lajes. Neste trabalho, o termo ruptura significa o esgotamento da capacidade resistente da peça, ou seja, a impossibilidade de se aumentar a carga aplicada pelo macaco hidráulico. A FOTO 5.5 mostra detalhes da ruptura de uma das lajes, após o ensaio, bem como do estágio final da fissuração.



FOTO 5.5 – Detalhe da ruptura e do estágio final da fissuração

5.4.2 – Ensaio das Lajes da Série 2

As lajes da série 2 – reforçadas – foram ensaiadas em duas etapas. Na primeira etapa, denominada **ensaio inicial de flexão**, as lajes originais dessa série, antes de serem reforçadas, foram solicitadas à flexão, para que surgissem deformações, deslocamentos e fissuras, buscando-se, com isto, simular as condições iniciais de lajes submetidas a reforço, nos casos reais. O carregamento máximo desse ensaio variou um pouco em função do critério de parada que considerou dois aspectos: abertura das fissuras maiores que 0,3 mm e flechas da ordem de $L/200$. Estes valores excedem os limites prescritos pela nova NBR 6118 (2003) para o estado limite de utilização. Após ser atingido esse carregamento máximo, a laje foi descarregada de forma suave. A última leitura de todos os deslocamentos e deformações foi feita depois um intervalo de uma hora tendo-se obtido, dessa forma, os valores residuais de todas as grandezas analisadas.

Quatro dias após a execução do reforço, foi realizada a segunda etapa do ensaio, denominada **ensaio final de flexão**. A laje reforçada foi ensaiada com quatro ciclos de carga e três de descarga. O primeiro ciclo foi até carga de 31,9 kN, o segundo ciclo foi até 63,9 kN, o terceiro ciclo foi até 95,9 kN e o quarto ciclo levou a laje à ruptura. Paralelamente à execução do quarto ciclo de carga, foram feitos os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e aderência do concreto do reforço.

6

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1 – Introdução

Este capítulo apresenta os resultados experimentais referentes aos ensaios de flexão descritos no Capítulo 5, das cinco lajes que compunham as três séries estudadas. Apresenta, também, os resultados obtidos com a aplicação dos critérios prescritos pela nova NBR-6118 (2003).

6.2 – Resultados Experimentais

Como descrito no Capítulo 5, nos ensaios de flexão das lajes, em cada estágio de carregamento, foram feitas as seguintes leituras:

- flecha no meio do vão;
- deformações, no meio do vão, de duas barras da armadura de tração das lajes originais; e
- deformação do concreto, no meio do vão, em dois pontos da face superior das lajes.

Nas lajes reforçadas foram medidos, também, os deslocamentos relativos entre o concreto do substrato e o concreto do reforço sobre os apoios fixo e móvel, bem como a deformação no concreto do reforço a 1,0 centímetro da face superior da laje no meio do vão.

Os resultados estão apresentados nas tabelas A1 a A8 do Apêndice A deste trabalho. Nas lajes das séries 1 e 3, por terem sido ensaiadas numa única etapa, os resultados estão apresentados em uma tabela denominada **ensaio único**. Os resultados correspondentes às lajes da série 2 estão mostrados em duas tabelas, uma referente ao **ensaio inicial** e a outra ao **ensaio final**.

As curvaturas no meio do vão foram calculadas em função da deformação do concreto da face superior da laje, da deformação do aço e da distância entre os pontos de medição dessas duas deformações.

A TAB. 6.1 mostra a carga correspondente ao surgimento da primeira fissura e a carga de ruptura.

TABELA 6.1 – Lajes ensaiadas – Cargas de fissuração e Cargas de Ruptura
Valores Experimentais

Série	Laje	Ensaio	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)
1	1A	único	10,0	67,0
2	2A	inicial	10,0	
		final		116,5
	2B	inicial	9,1	
		final		118,8
3	3A	único	25,1	118,8
	3B	único	18,3	117,8

6.3 – Resultados pelos Critérios da nova NBR-6118

Para possibilitar uma análise comparativa com os resultados experimentais, foram realizados os cálculos para determinação da carga de fissuração, da relação carga versus flecha, da carga de ruptura e da carga de serviço, segundo os critérios da nova NBR 6118 (2003). Esta comparação visava verificar a aplicabilidade dos critérios de projeto, específicos para estruturas novas, prescritos pela nova NBR-6118, no cálculo de reforços.

6.3.1 – Carga de Fissuração

Para o cálculo do momento de fissuração, conforme prescrições da NBR-6118, foi considerada a seguinte expressão:

$$M_R = \alpha \frac{f_{ct}}{y_t} \times I_c, \quad (6.1)$$

onde:

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto, com o quantil apropriado;

y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada; e

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para o cálculo da resistência média do concreto à tração foi considerada a seguinte expressão, prescrita na norma:

$$f_{ctm} = 0,9 \times f_{ct,sp}, \quad (6.2)$$

$$f_{ct} = 0,7 \times f_{ctm}, \quad (6.3)$$

onde $f_{ct,sp}$ representa a resistência à tração indireta do concreto.

Para o cálculo da carga de fissuração, de acordo com a FIG. 6.1, foi utilizada a seguinte expressão:

$$Carga\ de\ fissuração = \frac{M_R}{0,325} \quad (6.4)$$

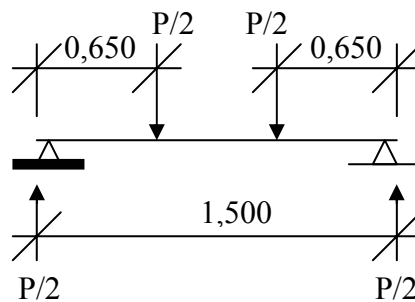


FIGURA 6.1 – Detalhe do carregamento da laje (medidas em metros)

6.3.2 – Relação Carga x Flecha

Para o cálculo da flecha imediata, conforme prescrições da NBR-6118, foram utilizadas as seguintes expressões:

$$(EI)_{eq} = E_{CS} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_C + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{CS} \times I_C, \quad (6.5)$$

onde:

$(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente da peça;

I_C = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II;

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado, sendo igual ao momento máximo no vão para vigas biapoiadas;

M_r = momento de fissuração da peça; e

E_{CS} = módulo de elasticidade secante do concreto.

Para o cálculo do momento de inércia da seção fissurada, foi considerado todo o concreto fissurado como inexistente e a armadura tracionada, A_s , foi tratada como uma área localizada de concreto igual a $n A_s$, onde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (6.6)$$

sendo E_s o módulo de elasticidade do aço. Os valores adotados para o módulo de elasticidade secante do concreto e para o módulo de elasticidade do aço correspondem às médias obtidas nos ensaios de laboratório.

Em função do esquema de carga adotado nos ensaios, conforme mostra a FIG. 6.2, a flecha foi calculada pela expressão:

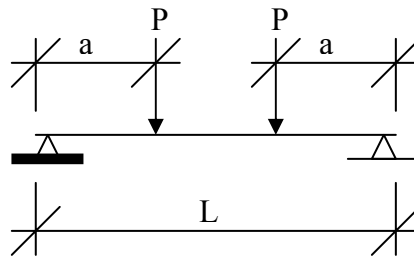


FIGURA 6.2 – Detalhe do carregamento da laje

$$flecha = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2) \quad (6.7)$$

6.3.3 – Carga de Ruptura – Estado Limite Último

Para o cálculo da carga de ruptura, conforme prescrições da nova NBR-6118, foi considerado:

- planicidade das seções transversais;
- aderência perfeita entre o concreto do substrato e o concreto do reforço nas lajes reforçadas;
- diagrama retangular equivalente para o concreto; e
- a não aplicação de qualquer coeficiente de minoração de resistência.

Como os ensaios foram de curta duração, não foi considerado, nos cálculos, o coeficiente de minoração 0,85, correspondente ao efeito Rüsçh.

A FIG. 6.3 ilustra os estados de deformação e de tensão utilizados nos cálculos.

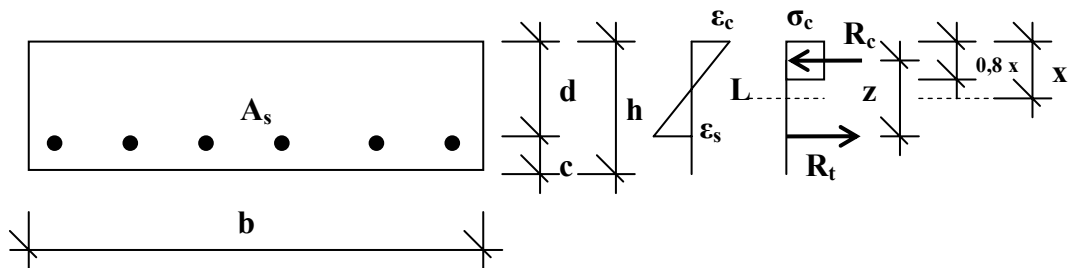


FIGURA 6.3 – Seção Transversal – Estados de Deformação e Tensão segundo os Critérios da nova NBR 6118

Foram utilizadas as seguintes equações:

$$R_t = f_{ym} \times A_s \quad , \quad (6.8)$$

$$R_c = f_{cm} \times b \times 0,8x \quad , \quad (6.9)$$

$$\text{Equilíbrio de forças normais} \Rightarrow R_c = R_t \quad , \quad (6.10)$$

$$z = d - 0,4x \quad , \quad (6.11)$$

$$\text{Momento} = R_t \times z = R_c \times z \quad , \quad (6.12)$$

onde:

R_t = força resultante de tração do aço;

f_{ym} = tensão de escoamento média do aço;

A_s = área de aço na seção;

R_c = força resultante de compressão do concreto; e

f_{cm} = resistência à compressão média do concreto.

Em função do esquema de carregamento empregado nos ensaios da laje (Fig. 6.1), a carga de ruptura P (em kN) é igual ao momento M (em kN.m) dividido por 0,325.

A TAB. 6.2 mostra, para todas as séries, a carga de ruptura pelos critérios da nova NBR-6118 e a profundidade (x) da linha neutra.

TABELA 6.2 – Carga Teórica de Ruptura e Profundidade (x) da Linha Neutra

Série	Carga Média de Ruptura	Profundidade da LN
1	67,1 kN	1,80 cm
2	117,4 kN	1,83 cm
3	116,7 kN	1,81 cm

Pela profundidade da linha neutra, nota-se que, nas lajes da série 2, na ruptura, somente o concreto do reforço ficou comprimido.

6.3.4 – Determinação da Carga de Serviço

Considerou-se como carga de serviço, aquela correspondente à flecha máxima de serviço prescrita pela norma NBR-6118. A flecha máxima de serviço especificada pela norma é igual a $L/250$. Portanto para as lajes estudadas, a carga de serviço será aquela correspondente a uma flecha de 6 mm.

6.4 – Peso Próprio das Lajes e do Concreto do Reforço

As leituras apresentadas nas tabelas do Apêndice A e representadas nos gráficos do Capítulo 7, correspondem apenas às cargas aplicadas pelo macaco hidráulico. Durante a execução dos reforços foram medidas as flechas correspondentes ao peso próprio do mesmo, que foram consideradas desprezíveis, quando comparadas às flechas finais das lajes reforçadas, na ruptura. Portanto, nenhum deslocamento ou deformação, correspondente ao peso próprio das lajes e do reforço, está incluído nos resultados.

7

ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1 – Introdução

O objetivo deste capítulo é analisar os resultados dos ensaios de flexão realizados ao longo desta pesquisa.

Inicialmente é feita a análise dos resultados experimentais das lajes de todas as séries ensaiadas. Investiga-se, também, nessa etapa, a aplicabilidade dos critérios da nova NBR-6118 (2003) com relação aos estados de utilização e ao estado limite último, no cálculo de reforços. A seguir, desenvolve-se a análise comparativa de comportamento e desempenho entre as diversas séries de lajes. As lajes da série 1 são comparadas com as da série 2, para se verificar a melhoria de desempenho conseguida com o reforço. É feita também a análise comparativa entre as lajes reforçadas da série 2 e as lajes monolíticas de referência da série 3.

Nos gráficos a serem apresentados, a solicitação das lajes será representada ou pela carga aplicada pelo macaco hidráulico ou pelo momento fletor no meio do vão.

7.2 – Análise das Lajes de Cada Série;

Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

Neste item, é feita a análise dos resultados dos ensaios das lajes de cada série, bem como análise comparativa entre os resultados experimentais e os resultados da nova NBR 6118.

7.2.1 – Laje da Série 1 – Laje Original de Referência

A laje, desta série, tem seus valores de deslocamento e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme FIG. 7.1 e 7.2. Apresenta-se na FIG. 7.1, a curva correspondente às flechas calculadas segundo os critérios da norma NBR 6118. Na FIG. 7.1 estão mostradas, também as cargas de ruptura e de serviço calculadas pela nova NBR-6118.

7.2.1.1 – Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, na laje , com uma carga de 10,0 kN. A máxima deformação lida no concreto foi de 0,0024, correspondendo a uma carga 66,7 kN. A máxima deformação lida no aço foi de 0,0044 para a carga de 64,9 kN. A flecha máxima medida foi de 23,54 mm, correspondendo a uma carga de 66,7 kN. O carregamento de ruptura foi de 66,7 kN e o modo de ruptura foi por flexão com esmagamento do concreto comprimido. A FOTO 7.1 ilustra este modo de ruptura.

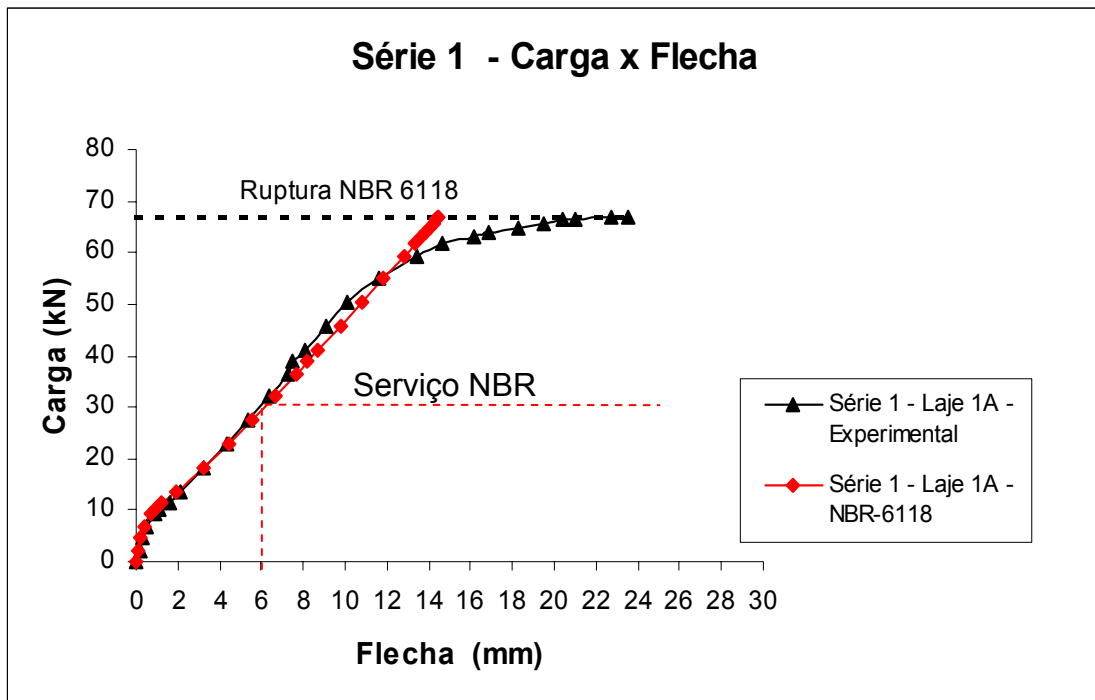


FIGURA 7.1– Série 1 – Carga x Flecha no Meio do Vão

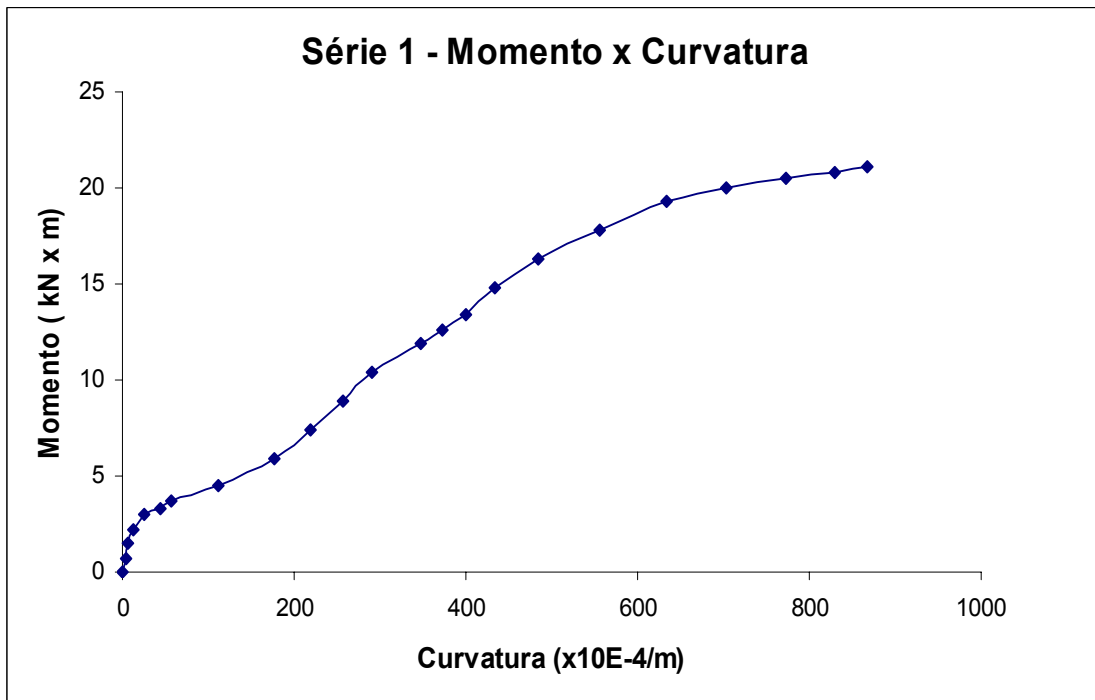


FIGURA 7.2– Série 1 – Momento x Curvatura no Meio do Vão

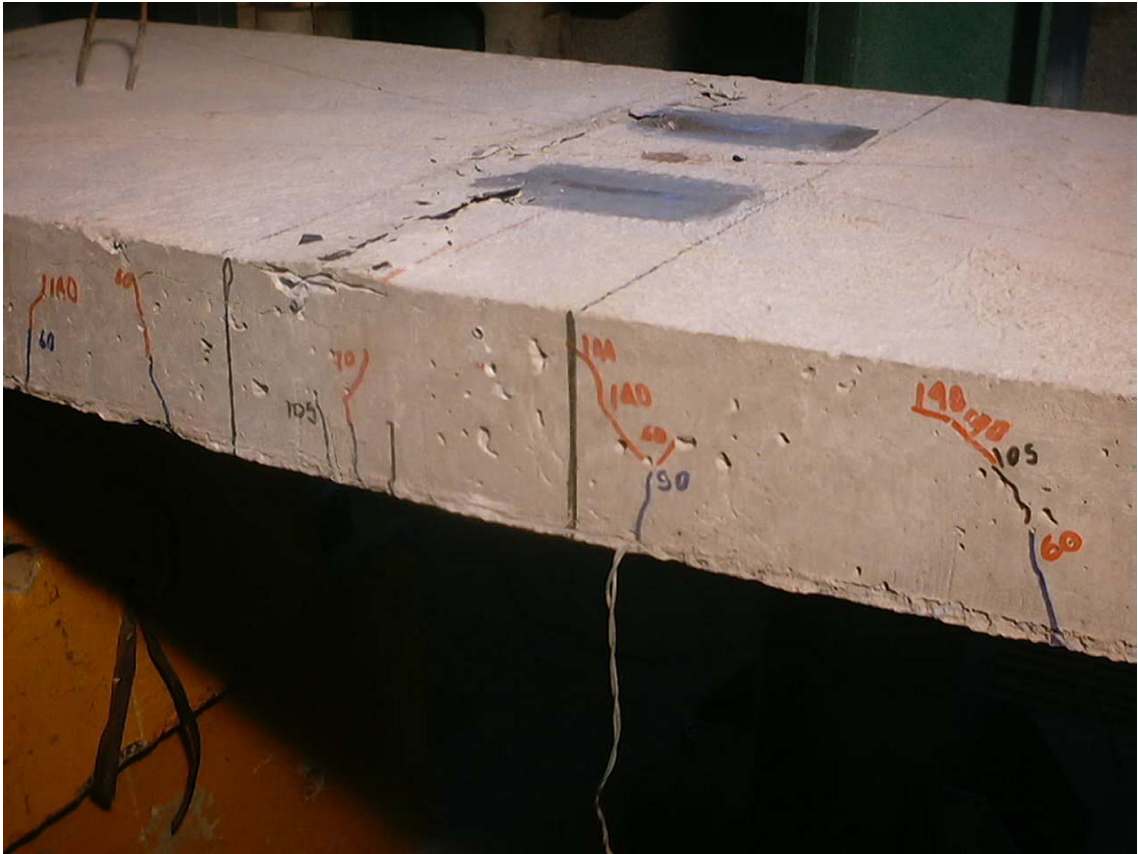


FOTO 7.1 – Ruptura da Laje

7.2.1.2 – Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração prevista pela NBR-6118 foi de 11,15 kN, sendo 11,5 % maior do que a experimental. A razão entre a carga de fissuração pela NBR-6118 e a experimental foi de 1,12. Portanto, verifica-se uma boa correlação entre as cargas de fissuração estimada e experimental.

As relações carga versus flecha experimental e calculada segundo critérios da NBR-6118, tiveram boa correlação, como pode ser verificado na FIG. 7.1.

A carga de ruptura prevista pela NBR-6118 foi igual a 67,1 kN, portanto menos que 1% maior do que a experimental. A razão entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 1,00. Pela análise acima, pode-se observar, com relação ao cálculo

pelos critérios da nova NBR-6118, que a carga de ruptura foi estimada com excelente precisão neste caso.

7.2.2 – Lajes da Série 2 – Lajes Reforçadas

Esta série, composta por duas lajes (2A e 2B), tem seu comportamento experimental, após a execução do reforço, representado pelas relações carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme FIG. 7.3 e 7.4. Na FIG. 7.3 estão mostradas, também, a carga de ruptura calculada pela NBR-6118 e a flecha máxima de serviço, igual a $L/250$ (6mm), prescrita também por esta norma.

7.2.2.1 – Análise dos Resultados Experimentais

A análise das FIG. 7.3 e 7.4 revela um comportamento bastante análogo nas duas lajes desta série.

Na laje 2A, a máxima deformação lida no concreto foi de 0,0021, correspondendo a uma carga 116,5 kN. A máxima deformação lida no aço foi de 0,0077 para a carga de 114,2 kN. A flecha máxima medida foi de 16,87 mm, correspondendo a uma carga de 116,5 kN. O carregamento de ruptura foi de 116,5 kN e o modo de ruptura foi por combinação de flexão com cisalhamento, provocando o esmagamento do concreto do reforço sob a linha de uma das cargas. Surgiu, também, uma fissura inclinada a partir desta linha de carga em direção ao apoio mais próximo. A FOTO 7.2 ilustra estes fatos.

Na laje 2B, a máxima deformação lida no concreto foi de 0,0017, correspondendo a uma carga 105,1 kN. A máxima deformação lida no aço foi de 0,0059 para a carga de 105,1 kN. A flecha máxima medida foi de 18,86 mm, correspondendo a uma carga de 114,2 kN. O carregamento de ruptura foi de 118,8 kN e o modo de ruptura também foi por combinação de flexão com cisalhamento, provocando o esmagamento do concreto do reforço sob a linha de uma das cargas. Neste caso, surgiu também uma fissura inclinada a partir desta linha de carga em direção ao apoio mais próximo.

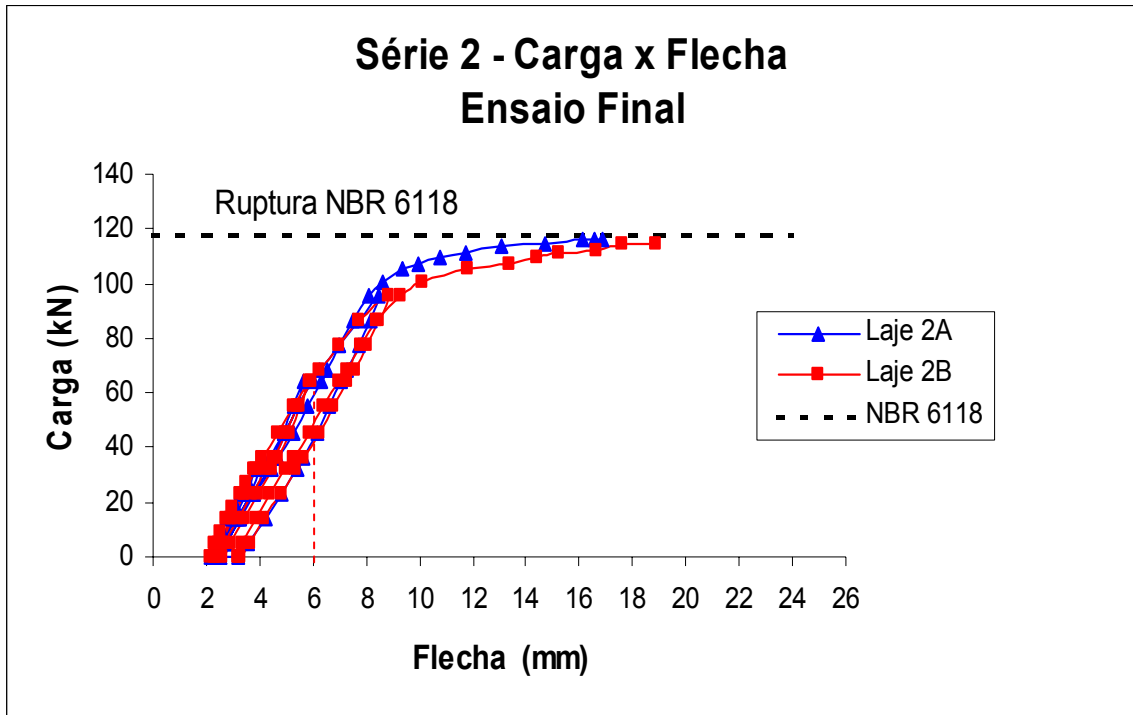


FIGURA 7.3 – Série 2 – Carga x Flecha no Meio do Vão

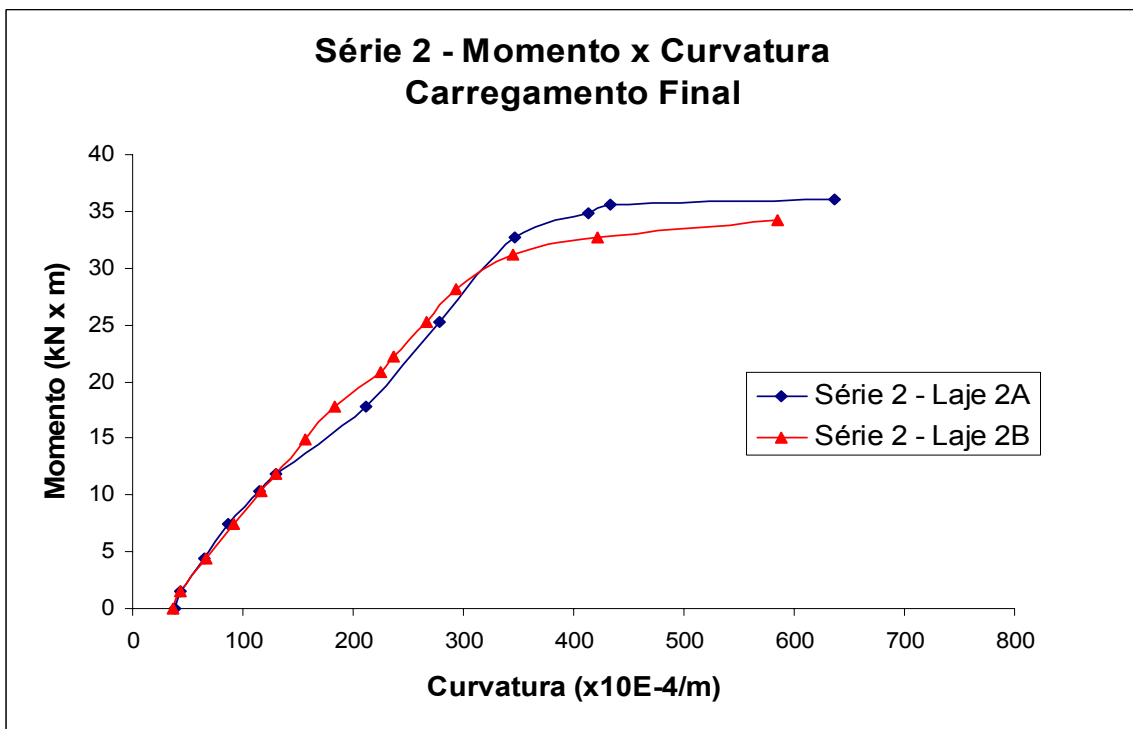


FIGURA 7.4 – Série 2 – Momento x Curvatura no Meio do Vão

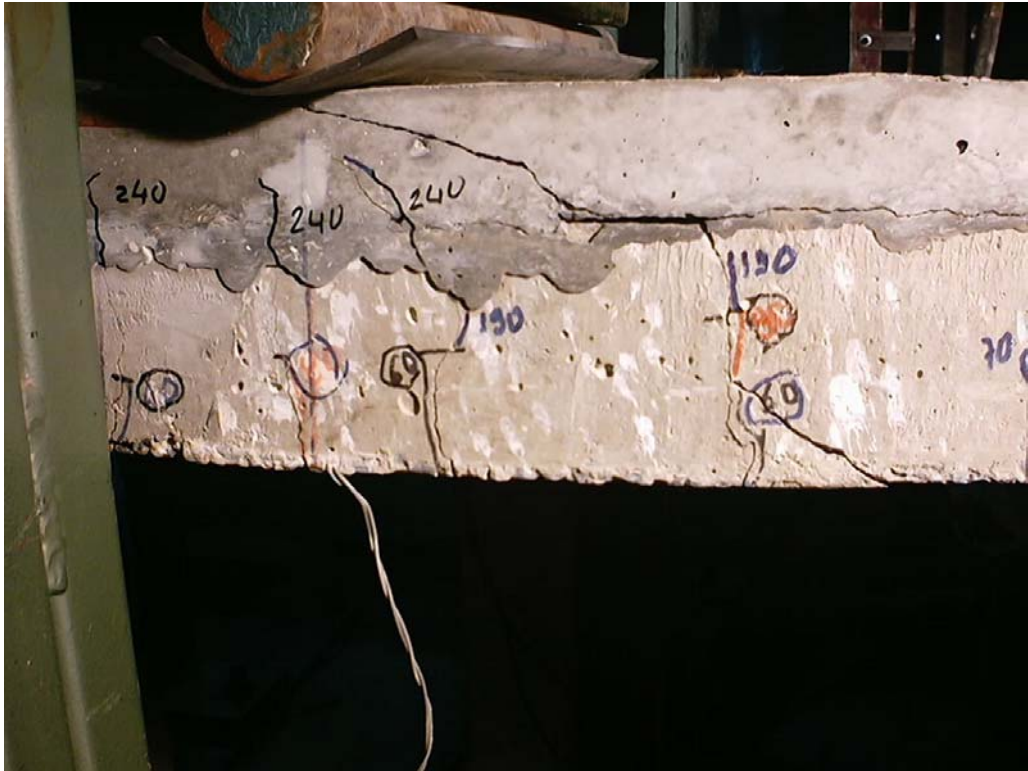


FOTO 7.2 – Ruptura da laje 2A

A igualdade no valor da carga última, bem como do modo de ruptura corroboram ainda mais a igualdade de comportamento das lajes desta série. É importante frisar que, em ambas as lajes, a ruptura foi dúctil como mostra a relação momento versus curvatura (FIG. 7.4), onde se vê, ao final do ensaio, o crescimento da curvatura para um mesmo valor de momento fletor atuante.

Deve-se salientar que, mesmo após os três ciclos de carga e descarga, os valores medidos dos deslocamentos relativos entre o concreto do substrato e o concreto do reforço foram nulos ao longo dos ensaios destas lajes. Este fato revela que a resistência de aderência foi suficiente para resistir às tensões de cisalhamento na interface entre o concreto do substrato e o concreto do reforço.

O valor da tensão de cisalhamento horizontal na interface entre o concreto do substrato e o concreto do reforço pode ser avaliada considerando-se que, na ruptura, o concreto tracionado é desprezado e, por conseguinte, a resultante das tensões de cisalhamento horizontal em cada fibra da linha neutra para baixo é igual a força de tração na

armadura. Como neste caso a linha neutra se situou no concreto de reforço, a tensão de cisalhamento na interface τ , na ruptura da laje, é igual a:

$$R_T = f_{ym} \times A_s$$

$$R_T = 68,26 \frac{kN}{cm^2} \times 4,71 cm^2 = 321,50 kN$$

$$\tau = \frac{R_T}{b \times a}$$

$$\tau = \frac{321,50}{60 \times 65} = 0,082 \frac{kN}{cm^2} = 0,82 MPa$$

onde:

R_T = resultante de tração na armadura;

f_{ym} = tensão média de escoamento do aço;

A_s = área de aço da seção;

b = largura da seção; e

a = vão de cisalhamento: distância entre uma linha de carga e o apoio da laje mais próximo desta linha.

Comparando-se este valor com o valor da tensão resistente de aderência igual a 2,53 MPa, na idade de 4 dias (TAB. 4.5), verifica-se que a aderência na interface entre os dois concretos foi satisfatória. Esse resultado foi comprovado durante o ensaio da laje, na idade de 4 dias, durante o qual não ocorreu deslizamento relativo entre a camada de reforço e o substrato de concreto.

7.2.2.2 – Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 117,4 kN, portanto, 0,7 % maior do que a experimental correspondente à laje 2A e 1,2% menor do que a correspondente à laje 2B. Na média, a carga de ruptura experimental foi igual à carga de ruptura prevista pela NBR 6118, indicando uma excelente correlação. Esta correlação confirma, mais uma vez, a aderência perfeita na interface entre o concreto do substrato e o concreto novo, visto ser esta uma das hipóteses básicas na determinação da carga última pela NBR-6118.

7.2.3 – Lajes da Série 3 – Lajes Monolíticas de Referência

As lajes (3A e 3B) desta série têm seus valores de deslocamento e deformações experimentais representados através das relações carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme FIG. 7.5 e 7.6. Apresenta-se na Fig. 7.5, a curva correspondente às flechas calculadas segundo os critérios da norma NBR 6118. Na FIG. 7.5 estão mostradas, também, as cargas de ruptura e de serviço calculadas pela nova NBR-6118.

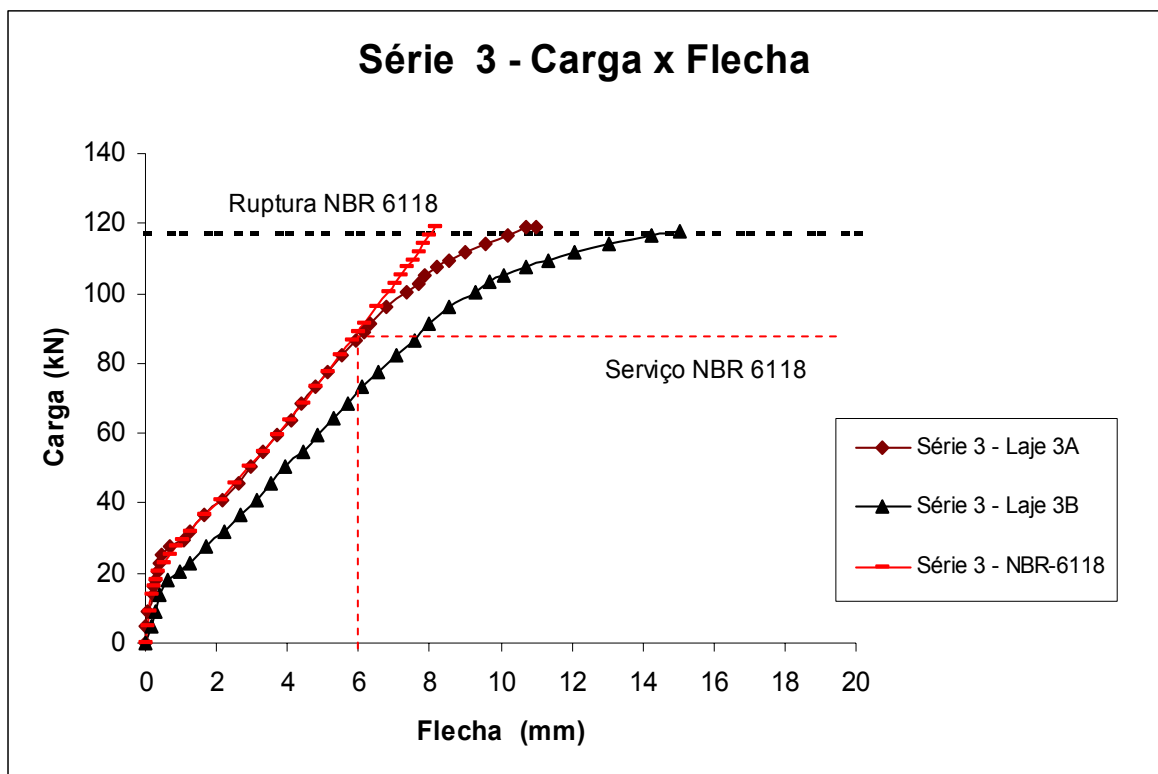


FIGURA 7.5 – Série 3 – Carga x Flecha no Meio do Vão

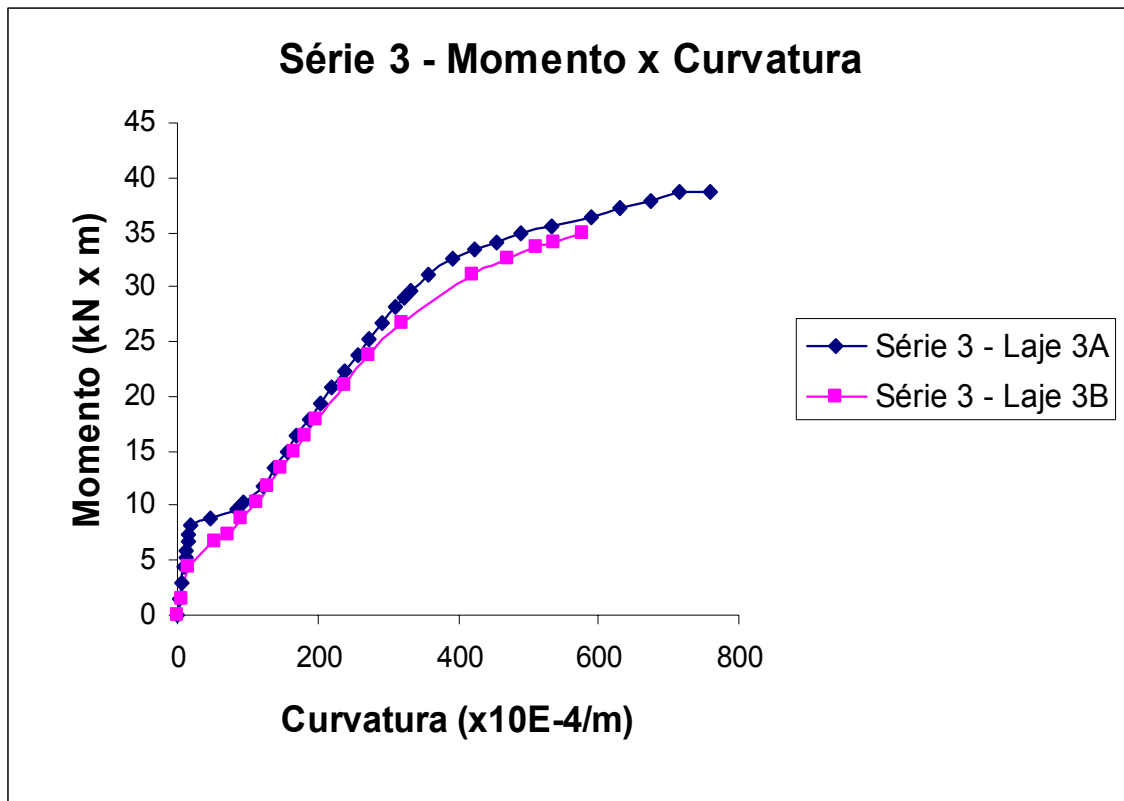


FIGURA 7.6 – Série 3 – Momento x Curvatura no Meio do Vão

7.2.3.1 – Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, na laje 3A, com uma carga de 25,13 kN. A máxima deformação lida no concreto foi de 0,0016, correspondendo a uma carga 118,8 kN. A máxima deformação lida no aço foi de 0,0077 para a carga de 118,8 kN. A flecha máxima medida foi de 11,01 mm, correspondendo a uma carga de 118,8 kN. O carregamento de ruptura foi de 118,8 kN e o modo de ruptura foi por combinação de flexão com cisalhamento, provocando o esmagamento do concreto sob a linha de uma das cargas. Surgiu, também, uma fissura inclinada a partir desta linha de carga, em direção ao apoio mais próximo. A FOTO 7.3 ilustra estes fatos.

A primeira fissura no concreto ocorreu, na laje 3B, com uma carga de 18,27 kN. A máxima deformação lida no concreto foi de 0,0019, correspondendo a uma carga de 117,8 kN. A máxima deformação lida no aço foi de 0,0068 para a carga de 109,6 kN. A

flecha máxima medida foi de 15,05 mm, correspondendo a uma carga de 117,8 kN. O carregamento de ruptura foi de 117,8 kN e o modo de ruptura também foi por combinação de flexão com cisalhamento, provocando o esmagamento do concreto sob a linha de uma das cargas. Neste caso, surgiu, também, uma fissura inclinada a partir desta linha de carga, em direção ao apoio mais próximo.

A análise da FIG. 7.5 revela um comportamento diferenciado entre as lajes desta série, após a fissuração do concreto. A flecha da laje 3A foi sempre menor que a flecha da laje 3B, para um mesmo nível de carga. Esta diferença é devida à fissuração precoce ocorrida na laje 3B, evidenciada, também, na relação momento versus curvatura. A carga de fissuração da laje 3A foi 37 % maior que a da laje 3B, fazendo com que nesta a redução de rigidez se desse para um valor significativamente menor de carga aplicada.

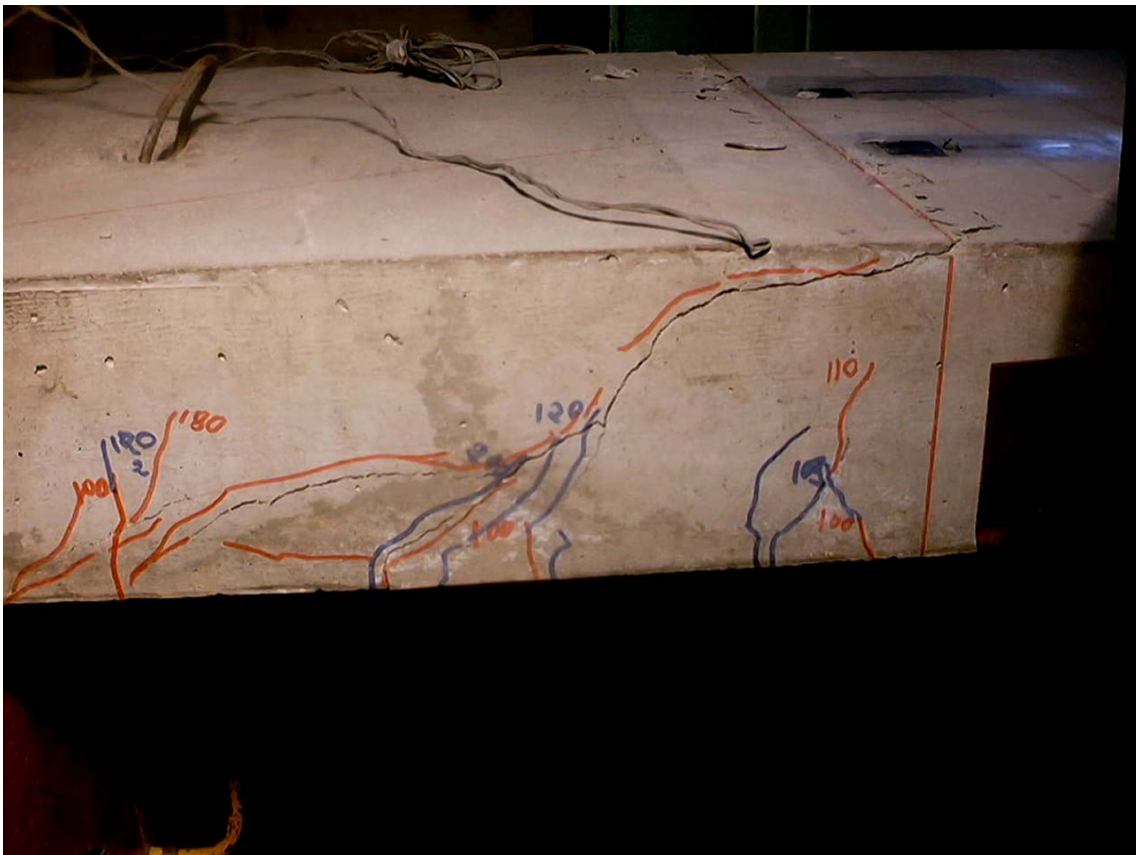


FOTO 7.3 – Ruptura da Laje 3A

7.2.3.2 – Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

Para a laje 3A a carga de fissuração prevista pela NBR-6118 foi de 26,78 kN, sendo 6,5% maior do que a experimental. Porém em relação à laje 3B esta diferença foi bem maior: 47%. A fissuração precoce ocorrida na laje 3B explica esta diferença. Para a laje 3A verifica-se, portanto, uma boa correlação entre a carga de fissuração estimada pela NBR 6118 e a medida experimentalmente.

A relação carga versus flecha no meio do vão foi muito bem estimada pelos critérios da NBR-6118 no caso da laje 3A, inclusive na transição do estágio I para o estágio II. Para a laje 3B, esta correlação apresentou diferenças significativas. A fissuração precoce desta laje é a razão deste fato.

A carga de ruptura prevista pela NBR-6118 foi de 117,0 kN, portanto, 1,5 % menor do que a experimental correspondente à laje 3A e 0,6 % menor do que a correspondente à laje 3B. Portanto, a carga de ruptura prevista pela NBR-6118 foi igual à carga de ruptura experimental, indicando uma excelente correlação.

7.3. – Lajes da Série 2 x Laje da Série 1 (Ganhos Obtidos com o Reforço)

Neste item é feita análise comparativa entre as lajes reforçadas da série 2 e a laje original de referência da série 1. Este estudo visa verificar a melhoria de desempenho das lajes reforçadas em relação à laje original. Dada qualquer grandeza, a razão entre o seu valor na laje reforçada e na laje original de referência convencionou-se chamar ganho obtido com o reforço. Tal ganho será verificado na ruptura e em serviço, este último representado pela flecha no meio do vão.

7.3.1 – Análise Comparativa

A FIG. 7.7 mostra a relação carga versus flecha no meio do vão para as lajes das séries 1 e 2. Para as lajes reforçadas, os gráficos apresentam os resultados do ensaio inicial, com as fases de carregamento e descarregamento bem como do ensaio final, com os ciclos de carga, com seus correspondentes valores residuais. A figura mostra, ainda, como referência, as cargas de ruptura e a flecha máxima em serviço, prescritas pela NBR-6118.

A análise da figura revela que, tanto em serviço quanto na ruptura, a melhoria de desempenho das lajes após o reforço foi significativa.

Os ganhos na ruptura e em serviço são mostrados na TAB. 7.1. Para o cálculo do ganho em serviço, utilizou-se, para todas as lajes, as cargas correspondentes à flecha de 6,0 mm (vão/250).

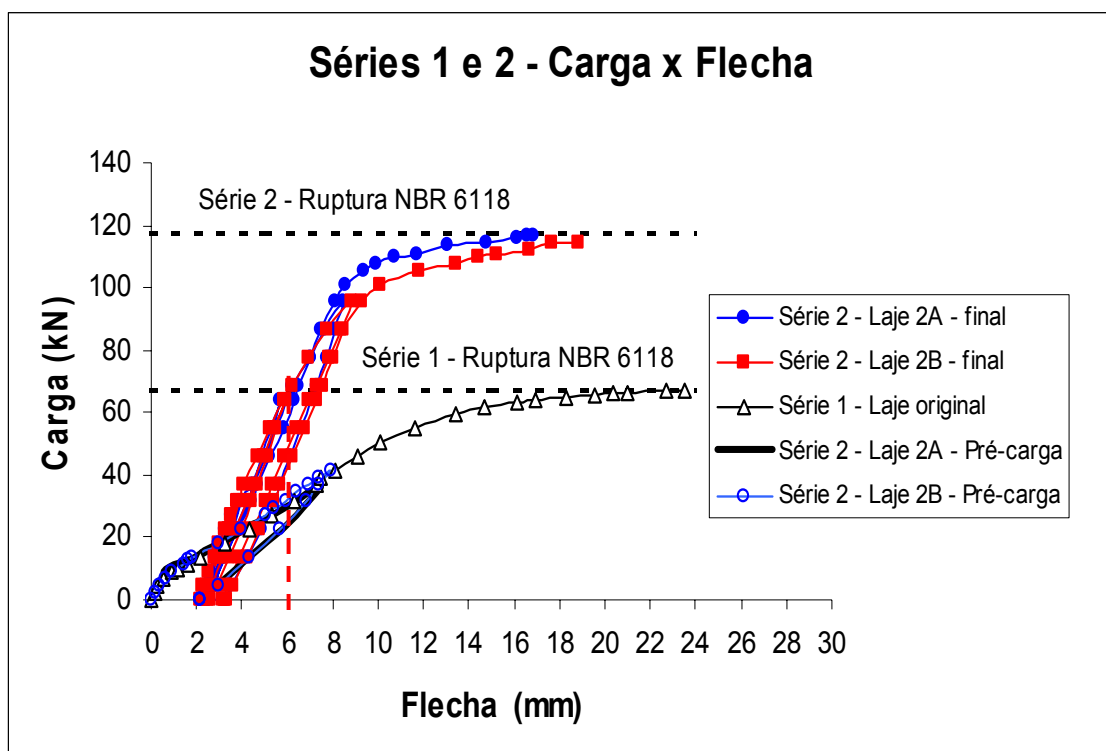


FIGURA 7.7 - Séries 1 e 2 - Carga x Flecha no Meio do Vão

TABELA 7.1 - Resultados dos ensaios e ganhos obtidos com o reforço

Série	Carga Média (kN)		Ganho Médio	
	Flecha = vão/250	Ruptura	Serviço	Ruptura
1	30,44	66,70	-	-
2	63,96	117,65	2,10	1,76

Pode-se concluir, portanto, que foi conseguida uma boa melhoria de desempenho com o reforço.

7.4. – Lajes da Série 2 x Lajes da Série 3

(Laje Reforçada x Lajes Monolíticas)

Neste item é feita análise comparativa entre as lajes reforçadas da série 2 e as lajes monolíticas da série 3. O estudo visa comparar o comportamento e desempenho destas lajes, que possuem a mesma seção transversal de concreto e aço. Vale ressaltar que, as lajes monolíticas foram concretadas em uma única etapa e as lajes reforçadas foram concretadas em duas etapas distintas, com um intervalo entre 8 e 10 anos. Outra observação importante é que a laje reforçada foi solicitada quatro dias após a execução do reforço.

7.4.1 – Análise Comparativa

A FIG 7.8 apresenta a relação carga versus flecha no meio do vão para lajes reforçadas (Série 2) e para as lajes monolíticas de referência (Série 3). A título de orientação, estão incluídas, também, no gráfico a carga de ruptura da NBR-6118 e a flecha de serviço.

Pode-se notar que as lajes reforçadas (Série 2) tiveram, em serviço, flechas no meio do vão sempre maiores que as apresentadas pelas lajes monolíticas (Série 3). A presença de fissuras e da flecha residual, da ordem de 2,0 mm, existentes nas lajes reforçadas, desde o início do carregamento, explicam estas diferenças. Portanto o estado de fissuração e os valores da flecha residual no instante do reforço são determinantes no comportamento em serviço das lajes reforçadas. Próximo à ruptura, essas diferenças

desaparecem sendo a carga média última das lajes reforçadas (117,4 kN) praticamente igual à das lajes monolíticas (118,0 kN).

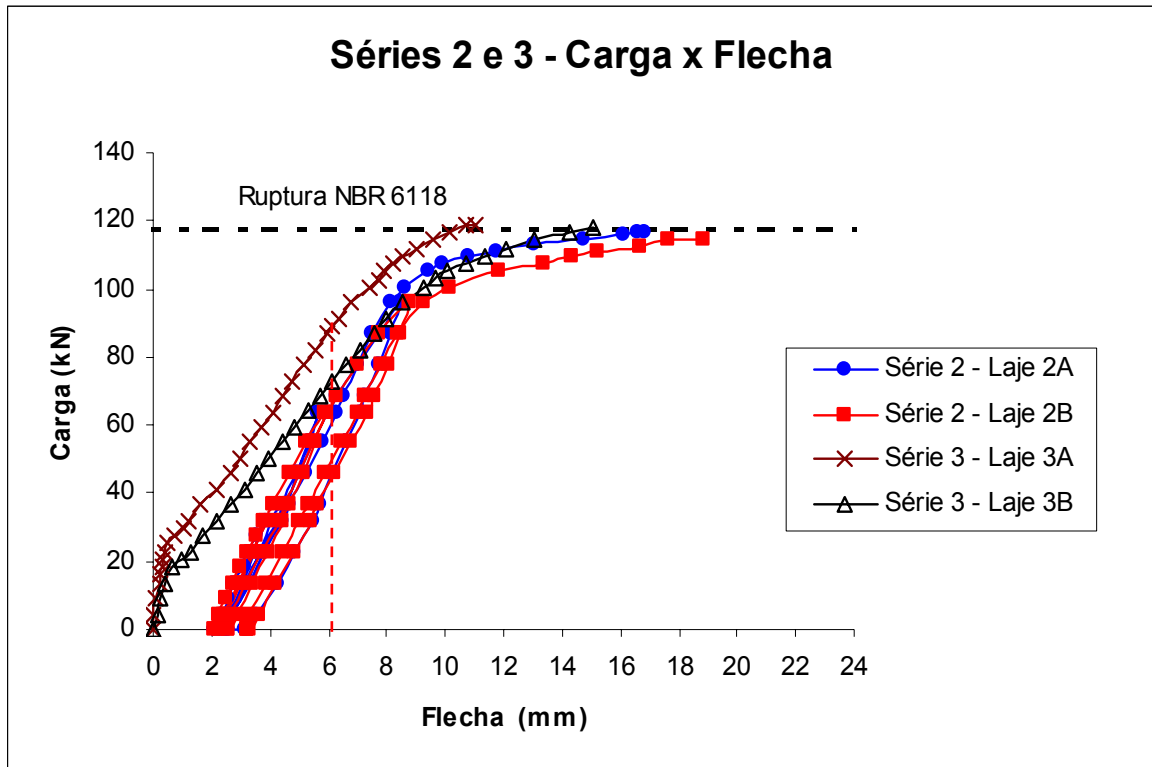


FIGURA 7.8 - Séries 2 e 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão

A FIG 7.9 mostra a relação carga versus flecha para o último ciclo de carga das lajes reforçadas (Série 2), desprezando-se as flechas residuais. Mostra, também, a relação carga versus flecha calculada, considerando-se os critérios da NBR-6118 (2003) e a relação carga versus flecha das lajes monolíticas. Para o cálculo da flecha considerando-se os critérios da NBR-6118, foi adotada uma rigidez equivalente média do trecho pós-fissuração do concreto, visto que as lajes reforçadas já estavam fissuradas desde o início do ensaio. O valor adotado desta rigidez equivalente média foi igual à média dos valores da rigidez equivalente, calculados de acordo com a Eq. 6.5, para cargas acima da carga de fissuração do concreto.

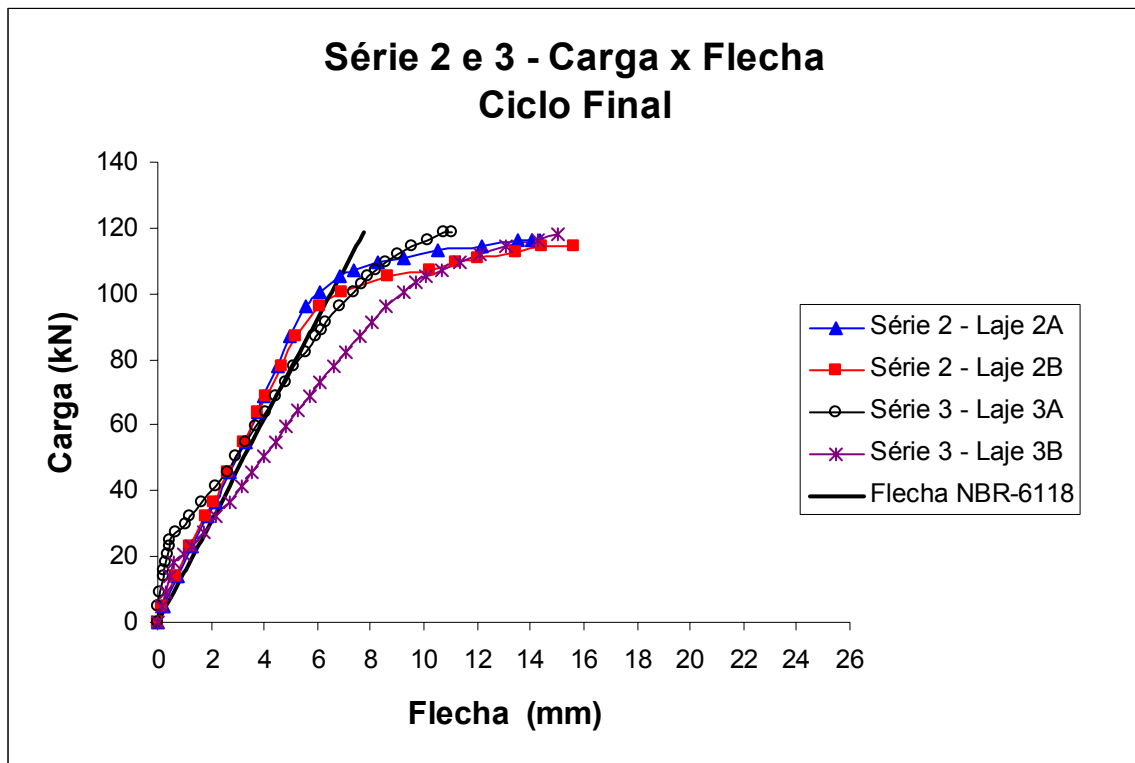


FIGURA 7.9 –Séries 2 e 3 – Carga x Flecha no meio do vão –
Comparação com a NBR-6118

A adoção de uma rigidez equivalente média do trecho pós-fissuração do concreto para o cálculo da flecha imediata, segundo os critérios da NBR-6118, resultou numa boa correlação com as flechas medidas das lajes reforçadas. Este fato indica que os critérios da NBR-6118 para a previsão de flechas imediatas também são adequados para os projetos de reforços, desde que se adote uma rigidez equivalente adequada.

A FIG. 7.10 mostra o gráfico momento versus curvatura no meio do vão das lajes das duas séries. Pela figura, vê-se que, nos trechos iniciais, as curvaturas das lajes reforçadas foram maiores que a da laje monolítica, devido às deformações residuais originadas dos ciclos de carga e descarga. No trecho correspondente aos momentos de 12 a 31 kN.m, (correspondente a 85% do momento médio de ruptura experimental – 36,6 kN.m) a evolução da curvatura, nas duas séries, foi semelhante. Na ruptura, as lajes reforçadas apresentaram curvaturas um pouco maiores que as lajes monolíticas de referência.

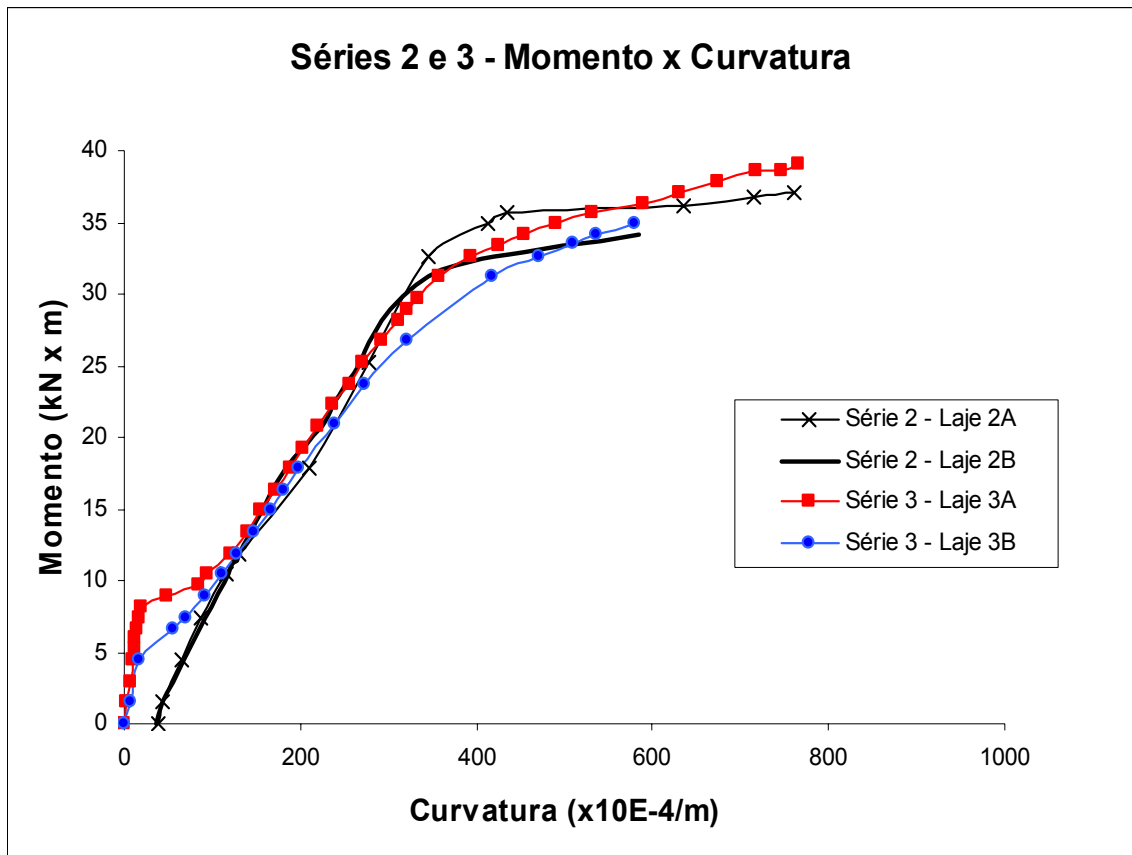


FIGURA 7.10 - Séries 2 e 3 – Momento x Curvatura no Meio do Vão

Pela análise dos resultados e dos gráficos apresentados acima, pode-se concluir que as lajes das duas séries apresentaram comportamentos semelhantes.

8

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 – Introdução

O principal objetivo deste trabalho foi verificar o comportamento, o desempenho e a eficiência do reforço à flexão de lajes de concreto, armadas em uma única direção. O reforço foi executado através do aumento da seção de concreto, na região comprimida, e solicitado nas idades iniciais, isto é, estando o novo concreto com idade de 4 dias. A melhoria de desempenho conseguida com o reforço foi avaliada. Foi desenvolvida, também, uma comparação de comportamento e desempenho entre lajes reforçadas e lajes monolíticas com mesmas seções de concreto e aço. Para todas as lajes ensaiadas, foi feita análise comparativa entre resultados experimentais e teóricos. A aplicabilidade dos critérios da NBR-6118, em projetos de reforço, foi avaliada. Também foi desenvolvido um estudo para avaliação da tensão resistente de aderência, na data de solicitação da laje.

8.2 – Conclusões

As conclusões deste capítulo estão intimamente ligadas às características dos experimentos desenvolvidos no trabalho, relacionadas nos itens seguintes:

- as lajes ensaiadas eram isostáticas e bi-apoiadas;
- todas as lajes tinham seção sub-armada, com armadura existente suficiente para resistir a um acréscimo de solicitação.
- o carregamento aplicado era estático, crescente e de curta duração;
- a relação altura/vão era de 0,067 para as lajes originais e de 0,1 para as lajes reforçadas e as monolíticas de referência;
- o acréscimo na seção de concreto foi feito na região solicitada por compressão;
- antes do reforço, as lajes foram submetidas a uma carga correspondente a 60% da carga de ruptura experimental da laje original de referência. Nessa carga, a flecha média, medida no meio do vão, foi de 7,66 mm (\approx vão/200) e a abertura máxima das fissuras maiores que 0,3 mm. Após a descarga, a flecha residual média foi 2,12 mm (\approx vão/700); e
- o ensaio final ocorreu quatro dias após a execução do reforço, quando as lajes reforçadas foram levadas à ruptura. No ensaio final, foram realizados ciclos de carga e descarga, para solicitar a ligação entre o concreto velho e o concreto do reforço.

Com base nos dados apresentados no Capítulo 6 e nas análises desenvolvidas no Capítulo 7, chegou-se às seguintes conclusões:

- O método de reforço utilizado foi bastante eficiente, aumentando, consideravelmente, a capacidade portante das lajes reforçadas. Para isso a avaliação da tensão de aderência na interface é de vital importância. O valor resistente da tensão de aderência deve ser sempre maior que a máxima tensão de cisalhamento existente na fibra correspondente, para uma estrutura monolítica similar.

- Pelos procedimentos adotados no reforço, pode-se concluir que, para se obter boa superfície de aderência entre o concreto velho e o concreto novo, basta um apicoamento leve para a retirada da nata superficial de cimento seguido da limpeza da superfície do concreto velho, antes da concretagem do reforço. No instante do reforço esta superfície deve estar seca.
- A cura do concreto é importante para que não apareçam tensões na interface entre o substrato e o concreto do reforço, antes da aplicação do carregamento.
- O desempenho, em serviço, das lajes reforçadas foi, em média, 2,1 vezes maior do que o das lajes originais (lajes antes do reforço).
- O desempenho, na ruptura, das lajes reforçadas foi, em média, 1,76 vezes maior do que o das lajes originais .
- No estado limite último, o comportamento e o desempenho das lajes reforçadas foram, praticamente, iguais ao das lajes monolíticas (concretadas em uma única etapa). Porém, em serviço, o desempenho das lajes reforçadas foi pior, em função da presença de fissuras e da flecha residual desde o início do reforço.
- A relação carga versus flecha no meio do vão foi muito bem estimada, pelos critérios da NBR-6118, inclusive na transição do estágio I para o estágio II, para as lajes executadas em uma única etapa (Séries 1 e 3).
- O cálculo pelos critérios da norma brasileira NBR-6118 avaliou, com bastante precisão, a carga última das lajes reforçadas. Porém, o estado de fissuração inicial e as flechas residuais são determinantes na avaliação dos deslocamentos máximos correspondentes ao estado limite de utilização.
- As flechas medidas das lajes reforçadas apresentaram boa correlação com aquelas previstas segundo os critérios da NBR-6118 desde que a rigidez equivalente adotada nos cálculos seja adequada. Como sugestão, pode-se adotar para a rigidez

equivalente o valor correspondente ao trecho pós-fissuração do concreto de uma laje monolítica similar.

- O comportamento e desempenho imediatos de lajes reforçadas sob o peso próprio e solicitadas nas primeiras idades, pelo processo adotado, podem ser avaliados pelos mesmos critérios adotados para lajes monolíticas, no que diz respeito à carga de ruptura. Em serviço, é de vital importância a consideração do estado de fissuração e dos deslocamentos e deformações já existentes.
- Finalizando, pode-se concluir que é possível solicitar, nas idades iniciais, lajes reforçadas à flexão, desde que o concreto de reforço seja bem estudado para que apresente, na data de sua solicitação, características físicas de resistência e aderência compatíveis com os níveis de solicitação a que será submetido.

8.3 – Recomendações

Com base nas observações feitas ao longo da pesquisa, julgam-se necessárias as seguintes recomendações:

- Todos os resultados apresentados neste trabalho referem-se a lajes armadas em uma única direção.
- Para reforço na região comprimida, o concreto deverá ser estudado, verificando-se as propriedades especificadas em projeto. Se o projeto especificar um concreto para o reforço com as mesmas características do concreto da peça original, uma vez escolhida a data de solicitação, o mesmo deverá possuir, nesta data, resistência à compressão e módulo de elasticidade similares aos do concreto original. Seria interessante, também, a avaliação da tensão resistente de aderência, nesta mesma idade. Para projetos que especifiquem o concreto do reforço com resistência maior do que o da peça original, nada foi pesquisado neste trabalho.

- O traço especificado para o concreto do reforço deverá incluir os procedimentos para a obtenção do concreto, com a seqüência de introdução dos materiais na betoneira e os tempos de mistura. Esta recomendação é ainda mais importante quando se utiliza, como neste trabalho, aditivos superplastificantes. Esses aditivos mostraram ser muito sensíveis ao tempo de mistura, alterando, significativamente, o aspecto do concreto, com uma maior ou menor incorporação de ar e, conseqüentemente, variações na resistência à compressão. Todas essas especificações, inclusive os procedimentos de lançamento, adensamento e cura do concreto, devem acompanhar o projeto de reforço.
- O acréscimo na seção de concreto não deve ser de espessura muito pequena, porque a pequena rigidez poderia ocasionar a flambagem da camada do reforço, na ocasião da solicitação.
- As lajes reforçadas apresentaram bom comportamento e desempenho sob cargas cíclicas de curta duração, sem a aplicação de pinos na interface. Para cargas cíclicas e de longa duração nada foi pesquisado.
- Para um melhor desempenho em serviço, a flecha residual poderá ser reduzida, através de um processo de retorno da laje à sua posição original, com o auxílio de macacos hidráulicos. O valor da flecha residual no instante do reforço, como dito anteriormente, torna-se bastante importante para que, em serviço, as lajes reforçadas não possuam flechas maiores que as prescritas em norma, para o estado limite de utilização.

8.4 – Sugestões para Pesquisas Futuras

Em função dos estudos e análises feitos, ao longo do trabalho, são feitas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- O comportamento e desempenho de reforço com concreto de maior resistência à compressão do que o da peça original.
- O comportamento e desempenho do tipo de reforço adotado neste trabalho, sob atuação de cargas cíclicas e de longa duração.
- O comportamento e desempenho do tipo de reforço adotado neste trabalho, utilizando-se pinos que atravessem a interface dos dois concretos.

BIBLIOGRAFIAS E REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. *NBR 5739 – Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto – Método de Ensaio* – Rio de Janeiro, novembro, 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. *NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado* – Rio de Janeiro, novembro, 76 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) – ABNT. *NBR 7222 – Argamassa e Concretos – Determinação da Resistência à tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos – Método de Ensaio* – Rio de Janeiro, janeiro, 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) – ABNT. *NBR 8522 – Concreto – Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação – Método de Ensaio* – Rio de Janeiro, maio, 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985) – ABNT. *NBR 7480 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado - Especificação* – Rio de Janeiro, julho, 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – ABNT. *NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento* – Rio de Janeiro, março, 170 p.

ABU-TAIR, A. I., RIGDEN, S.R. e BURLEY, E. (1996) – *Testing the Bond between Repair Materials and Concrete Substrate* – ACI Materials Journal – November-December, p.553-558.

ABU-TAIR, A. I., RIGDEN, S. R., LAVERY, D., NADJAI, A. e AHMED, T. M. A. (2000) – *A new method for evaluating the surface roughness of concrete cut for repair or strengthening* – Construction and Building Materials – 14 , p.171 – 176.

ANDO, E. S., e MORENO Jr., A. L.(2000) – *Reforço à Flexão de Vigas em Concreto Armado pelo Acréscimo de Altura na Região Comprimida, utilizando-se Concreto de Alta Resistência* – Anais da 42ª Reunião Anual do IBRACON – Fortaleza- CE, agosto, 12p.

CAMPOS, C. O. (2000) – *Análise Experimental de Lajes de Concreto Armado Reforçadas pela Face Superior* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFG, Goiânia – GO, 131p.

CAMPOS, C. O., GOMES, R. B., e MELO, G. S. (2002) – *Reforço em Lajes de Concreto Armado pela Face superior* – Anais da XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – Brasília, maio, p.1-12.

CEB-COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN (1991) – Bulletin D'information N° 203 – CEB-FIP Model Code 1990 – Lausanne, julho.

CLÍMACO, J. C. T. de S. (1991) – *Uma Análise Crítica dos Métodos de Avaliação de Aderência e do uso de Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto* – Anais da XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – Porto Alegre, 11 a 15 de novembro, p.337-348.

CUSSON, D. e MAILVAGANAM, N. (1996) – *Durability of Repair Materials* – Concrete International – March, p. 34-38.

GARCIA, S. R. A. e CLÍMACO, J. C. T. (2001) – *Eficiência da Aderência de Materiais de Reparo para Estruturas de Concreto* – Anais da 43ª Reunião Anual do IBRACON – Foz do Iguaçu - PR, agosto, 15 p.

HELENE, P. R. L. (1992) – *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto* – Projeto de divulgação tecnológica – FOSROC/PINI, 213 p.

HINDO, K.R. (1990)– *In Place Bond Testing and Surface Preparation of Concrete* – Concrete International – Abril, p.46-48.

JUNIOR, R. M. e SELMO, S. M. S. (2001) – *Reparos Localizados Superficiais em Estruturas de Concreto – Análise da Aderência Segundo Métodos de Ensaio Distintos* - Anais da 43ª Reunião Anual do IBRACON – Foz do Iguaçu - PR, agosto, 15 p.

KRIEGH, J. D. (1976) – *Arizona Slant Shear Test: A Method to Determine Epoxy Bond Strength* – ACI Journal – Julho, p.372-373.

MEDEIROS, M.H.F. e SELMO, S.M.S. (2001) – *Desempenho de Argamassas para Reparos Localizados em Estruturas de Concreto com Corrosão das Armaduras* – Anais da 43ª Reunião Anual do IBRACON – Foz do Iguaçu - PR, agosto, 19 p.

PIANCASTELLI, E.M. (1997) – *Comportamento e Desempenho do Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive Sob Carga* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte-MG, 205p.

APÊNDICE A

RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS ENSAIOS INICIAIS E FINAIS DAS LAJES

TABELA A.1 – Legenda

SÍMBOLO	LEITURA
P	Carga aplicada pelo macaco hidráulico
ALP	Deformação do Aço da Laje original – barra Posterior (*)
ALA	Deformação do Aço da Laje original – barra Anterior
CSP	Deformação do Concreto da face Superior – ponto Posterior
CSA	Deformação do Concreto da face Superior – ponto Anterior
CLP	Deformação do Concreto da face Lateral Posterior
CLA	Deformação do Concreto da face Lateral Anterior
RC	Flecha no meio do Vão
DRAF	Deslizamento Relativo entre o concreto do substrato e o concreto do reforço sobre o Apoio Fixo
DRAM	Deslizamento Relativo entre o concreto do substrato e o concreto do reforço sobre o Apoio Móvel

(*) –As deformações de compressão são consideradas positivas e as de tração negativas

TABELA A2 – Série 1 - Laje 1A– Ensaio Único

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	0	0	0	0	0	0
	2,28	-14	-	17	15	0,19
	4,57	-21	-	34	31	0,32
	6,85	-43	-	52	49	0,52
	9,14	-95	-65	88	80	0,95
	10,05	-202	-119	125	121	1,16
1ª fissura visual	11,42	-276	-	157	160	1,61
	13,71	-553	-462	282	311	2,13
	18,27	-920	-1007	414	444	3,26
	22,84	-1138	-1410	499	526	4,36
	27,41	-1336	-	594	605	5,35
	31,98	-1513	-1429	664	663	6,33
	36,55	-1811	-1620	799	778	7,32
	38,83	-1939	-1623	857	828	7,51
	41,12	-2082	-1861	916	877	8,07
	45,69	-2269	-2150	990	940	9,06
	50,25	-2527	-2398	1104	1034	10,13
	54,82	-2888	-2736	1274	1174	11,60
	59,39	-3286	-	1469	1325	13,46
	61,68	-3640	-	1632	1444	14,70
	63,05	-3980	-	1813	1581	16,15
	63,96	-4270	-	1950	1687	16,91
	64,87	-4401	-	2097	1796	18,30
	65,79	-4294	-	2264	1923	19,55
	66,24	-	-	2449	2053	21,02
Ruptura	66,70	-	-	2738	2153	23,54

TABELA A3 – Série 2 - Laje 2A – Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	0	-0	-0	- (*)	- (*)	0
	2,28	-16	-16	-	-	0,15
	4,57	-17	-17	-	-	0,29
	6,85	-33	-28	-	-	0,45
	9,14	-47	-34	-	-	0,59
	10,05	-62	-48	-	-	0,66
1ª fissura visual	11,42	-243	-265	-	-	0,99
	12,79	-500	-472	-	-	1,60
	13,71	-565	-524	-	-	1,86
	18,27	-887	-821	-	-	2,94
	22,84	-1144	-1024	-	-	4,06
	25,13	-1301	-1205	-	-	4,71
	27,41	-1409	-1334	-	-	5,28
	29,70	-1532	-1480	-	-	5,90
	31,98	-1673	-1605	-	-	6,40
	34,26	-1780	-1703	-	-	6,92
	36,55	-1927	-1870	-	-	7,45
	31,98	-1783	-1700	-	-	6,95
	22,84	-1467	-1363	-	-	5,77
	14,16	-1126	-1029	-	-	4,42
	4,57	-766	-692	-	-	2,90
	0	-602	-548	-	-	2,12

(*) - Não foi medido

TABELA A4 – Série 2 - Laje 2A – Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	CLP (x 10E-6)	CLA (x 10E-6)	DRAF (mm)	DRAM (mm)	RC (mm)
Início do 1º ciclo	0	0	-(*)	0	0	0	0	0	0	0
	4,57	-	-	58	25	-	-	0	0	0,23
	9,14	-118	-	83	107	73	77	0	0	0,49
	13,71	-276	-	-	-	-	-	0	0	0,65
	18,27	-334	-	89	129	-	-	0	0	1,00
	22,84	-373	-	203	229	164	187	0	0	1,16
	27,41	-628	-	-	235	-	-	0	0	1,41
	31,98	-747	-	271	326	204	242	0	0	1,72
	22,84	-637	-	228	242	122	147	0	0	1,37
	13,71	-522	-	68	100	18	28	0	0	0,94
	4,57	-322	-	58	57	6	12	0	0	0,44
Término do 1º ciclo	0	-216	-	9	19	-9	15	0	0	0,11
	4,57	-243	-	80	72	58	74	0	0	0,64
	13,71	-428	-	154	179	103	110	0	0	1,08
	22,84	-607	-	246	257	149	172	0	0	1,52
	31,98	-735	-	348	370	256	298	0	0	1,88
	36,55	-923	-	-	-	-	-	0	0	2,26
	45,69	-1168	-	418	446	-	-	0	0	2,82
	54,62	-1326	-	603	618	423	460	0	0	3,29
	63,96	-1590	-	680	700	447	503	0	0	3,53
	54,82	-1454	-	609	634	408	466	0	0	3,18
	45,69	-1357	-	443	474	210	304	0	0	2,77
	36,55	-1171	-	363	396	167	239	0	0	2,44
	31,98	-1083	-	326	355	149	212	0	0	2,09
	22,84	-783	-	280	301	198	236	0	0	1,59

(*) – Extensômetro defeituoso

TABELA A4 – Série 2 - Laje 2A – Ensaio Final - Continuação

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	CLP (x 10E-6)	CLA (x 10E-6)	DRAF (mm)	DRAM (mm)	RC (mm)
	13,71	-598	-	197	213	143	166	0	0	1,00
	4,57	-440	-	123	113	70	71	0	0	0,51
Término do 2º ciclo	0	-358	-	52	50	15	40	0	0	0,43
	4,57	-455	-	-	16	-	-	0	0	0,65
	13,71	-531	-	160	166	106	150	0	0	1,15
	22,84	-777	-	209	223	-	-	0	0	1,64
	31,98	-941	-	360	364	262	295	0	0	2,16
	36,55	-1038	-	394	424	283	331	0	0	2,41
	45,69	-1233	-	483	515	304	408	0	0	2,89
	54,82	-1524	-	507	530	-	-	0	0	3,34
	63,96	-1743	-	621	650	362	460	0	0	3,87
	68,53	-1788	-	707	722	493	577	0	0	4,13
	77,67	-2113	-	741	775	-	595	0	0	4,88
	86,80	-2481	-	833	879	-	617	0	0	5,58
	95,94	-2644	-	953	1017	538	706	0	0	6,34
	86,80	-2417	-	910	954	-	703	0	0	6,02
	77,67	-2238	-	846	879	511	650	0	0	5,62
	68,53	-2010	-	833	835	-	635	0	0	5,17
	63,96	-1904	-	763	772	493	607	0	0	4,94
	54,82	-1703	-	640	681	435	534	0	0	4,48
	45,69	-1488	-	590	606	408	460	0	0	4,03
	36,55	-1360	-	397	455	192	322	0	0	3,56
	31,98	-1290	-	372	405	143	255	0	0	3,33
	22,84	-1051	-	274	295	61	190	0	0	2,71

TABELA A4 – Série 2 - Laje 2A – Ensaio Final - Continuação

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	CLP (x 10E-6)	CLA (x 10E-6)	DRAF (mm)	DRAM (mm)	RC (mm)
	13,71	-768	-	258	264	-	-	0	0	2,13
	4,57	-607	-	138	148	43	98	0	0	1,42
Término do 3º ciclo	0	-489	-	80	57	-	61	0	0	0,42
	4,57	-529	-	102	63	-	80	0	0	0,62
	13,71	-721	-	182	140	-	-	0	0	1,16
	22,84	-907	-	263	240	-	33	0	0	1,69
	31,98	-1075	-	448	398	254	217	0	0	2,30
	36,55	-1194	-	504	460	303	255	0	0	2,58
	45,69	-	-	-	544	-	-	0	0	3,15
	54,82	-2145	-	575	547	-	-	0	0	3,70
	63,96	-	-	677	656	-	296	0	0	4,17
	68,53	-	-	779	734	-	393	0	0	4,40
	77,67	-2745	-	816	771	345	429	0	0	4,89
	86,80	-	-	999	942	-	561	0	0	5,39
	95,94	-	-	-	1048	-	639	0	0	5,99
	100,51	-3326	-	1083	1054	544	650	0	0	6,47
	105,08	-	-	1281	1235	-	754	0	0	7,27
	107,36	-3922	-	1327	1306	721	815	0	0	7,82
	109,65	-4018	-	1488	1458	861	906	0	0	8,65
	111,02	-6518	-	1513	1521	-	-	0	0	9,63
	113,30	-7340	-	1674	1688	-	965	0	0	10,97
	114,22	-7683	-	1893	1909	941	1127	0	0	12,61
	116,04	-	-	1952	1999	-	-	0	0	13,97
Ruptura	116,50	-	-	2166	2211	1069	1236	0	0	14,75

TABELA A5 – Série 2 - Laje 2B – Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	0	0	- (*)	- (*)	- (*)-	0
	2,28	-64	-	-	-	0,20
	4,57	-	-	-	-	0,35
	6,85	-	-	-	-	0,64
1ª fissura visual	9,14	-79	-	-	-	0,94
	11,42	-161	-	-	-	1,41
	12,79	-246	-	-	-	1,64
	13,71	-285	-	-	-	1,82
	18,27	-722	-	-	-	2,95
	22,84	-819	-	-	-	3,95
	27,41	-1125	-	-	-	5,02
	29,70	-1192	-	-	-	5,42
	31,98	-1243	-	-	-	5,97
	34,26	-1534	-	-	-	6,39
	36,55	-1628	-	-	-	6,91
	38,83	-1698	-	-	-	7,38
	41,12	-1816	-	-	-	7,89
	36,55	-1746	-	-	-	7,41
	31,98	-1601	-	-	-	6,89
	22,84	-1261	-	-	-	5,64
	13,71	-849	-	-	-	4,36
	4,57	-479	-	-	-	2,96
	0	-407	-	-	-	2,13

(*) - Não foi medido

TABELA A6 – Série 2 - Laje 2B – Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	CLP (x 10E-6)	CLA (x 10E-6)	DRAF (mm)	DRAM (mm)	RC (mm)
Início do 1º ciclo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4,57	-52	-64	24	25	19	23	0	0	0,17
	9,14	-134	-153	62	65	49	61	0	0	0,39
	13,71	-214	-243	98	106	79	95	0	0	0,63
	18,27	-296	-338	142	151	112	134	0	0	0,87
	22,84	-395	-444	181	189	140	170	0	0	1,13
	27,41	-493	-548	227	238	172	211	0	0	1,40
	31,98	-600	-676	422	287	206	247	0	0	1,67
	22,84	-466	-497	420	265	185	-	0	0	1,32
	13,71	-317	-312	247	174	122	200	0	0	0,88
	4,57	-150	-134	102	85	62	86	0	0	0,40
Término do 1º ciclo	0	-67	-56	43	29	28	23	0	0	0,16
	4,57	-121	-120	78	35	31	42	0	0	0,29
	13,71	-294	-322	222	130	99	129	0	0	0,80
	22,84	-455	-502	396	235	181	206	0	0	1,26
	31,98	-629	-699	611	364	249	312	0	0	1,72
	36,55	-719	-806	711	383	279	327	0	0	1,97
	45,69	-943	-1054	1006	471	336	395	0	0	2,54
	54,62	-1148	-1299	1271	611	414	482	0	0	3,14
	63,96	-1380	-1563	1490	723	488	569	0	0	3,75
	54,82	-1257	-1386	1369	633	436	496	0	0	3,40
	45,69	-1102	-1202	1190	548	377	426	0	0	3,00
	36,55	-910	-985	951	472	318	368	0	0	2,54
	31,98	-818	-879	827	434	286	347	0	0	2,30
	22,84	-627	-663	589	326	222	260	0	0	1,81

TABELA A6 – Série 2 - Laje 2B – Ensaio Final – Continuação

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	CLP (x 10E-6)	CLA (x 10E-6)	DRAF (mm)	DRAM (mm)	RC (mm)
	13,71	-444	-461	365	217	150	170	0	0	1,29
	4,57	-253	-252	174	100	74	80	0	0	0,75
Término do 2º ciclo	0	-176	-163	89	51	38	29	0	0	0,46
	4,57	-226	-223	132	96	63	80	0	0	0,55
	13,71	-391	-412	292	190	126	138	0	0	1,05
	22,84	-577	-630	506	277	194	217	0	0	1,59
	31,98	-764	-839	711	345	236	280	0	0	2,11
	36,55	-873	-961	867	412	282	325	0	0	2,39
	45,69	-1052	-1169	1111	540	356	443	0	0	2,84
	54,82	-1237	-1404	1335	634	420	539	0	0	3,32
	63,96	-1447	-1660	1505	724	477	585	0	0	3,84
	68,53	-1533	-1812	1553	784	522	646	0	0	4,12
	77,67	-1786	-2180	1397	895	595	708	0	0	4,84
	86,80	-2059	-2429	1151	1008	669	758	0	0	5,62
	95,94	-2445	-3023	-	1165	766	830	0	0	6,68
	86,80	-2304	-2858	917	1102	722	786	0	0	6,32
	77,67	-2142	-2671	-	1030	673	735	0	0	5,91
	68,53	-1955	-2447	-	943	616	681	0	0	5,42
	63,96	-1855	-2331	-	898	583	653	0	0	5,17
	54,82	-1643	-2053	-	811	521	587	0	0	4,64
	45,69	-1437	-1846	-	716	458	539	0	0	4,11
	36,55	-1207	-1551	-	619	395	459	0	0	3,52
	31,98	-1108	-1429	-	571	360	432	0	0	3,25
	22,84	-902	-1183	-	462	287	365	0	0	2,67

TABELA A7 – Série 3 – Laje 3A– Ensaio Único

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	0	0	0	0	0	0
	4,57	-23	-	16	14	0
	9,14	-48	-36	32	32	0,08
	13,71	-71	-43	48	45	0,22
	15,99	-85	-	58	54	0,26
	18,27	-101	-52	69	60	0,31
	20,56	-115	-	78	71	0,36
	22,84	-133	-	89	77	0,42
	25,13	-158	-73	100	89	0,48
1ª fissura visual	27,41	-488	-107	140	152	0,71
	29,70	-808	-628	296	225	1,08
	31,98	-892	-893	325	239	1,24
	36,55	-1193	-1233	390	277	1,64
	41,12	-1336	-1711	475	315	2,17
	45,69	-1492	-	529	343	2,64
	50,25	-1635	-	580	369	2,94
	54,82	-1814	-1885	634	393	3,33
	59,39	-1963	-2998	684	420	3,70
	63,96	-2134	-	738	445	4,08
	68,53	-2291	-3115	797	472	4,41
	73,10	-2470	-3236	855	496	4,78
	77,67	-2631	-3287	899	518	5,13
	82,23	-2833	-	954	547	5,53
	86,80	-3034	-	1004	569	5,94
	89,09	-3153	-	1031	581	6,15
	91,37	-3261	-	1057	595	6,34

TABELA A7 – Série 3 - Laje 3A – Ensaio Único – Continuação

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	95,94	-3541	-3302	1111	630	6,81
	100,51	-3939	-3563	1179	663	7,37
	102,79	-4306	-	1219	680	7,70
	105,08	-4637	-4358	1258	696	7,89
	107,36	-5076	-4718	1295	-	8,22
	109,65	-5583	-5066	1338	760	8,54
	111,93	-6264	-5717	1394	794	9,01
	114,22	-6736	-5884	1457	827	9,57
	116,50	-7237	-	1527	857	10,18
	118,78	-7738	-	1578	892	10,72
Ruptura	118,78	-	-	1618	921	11,01

TABELA A8 – Série 3 – Laje 3B– Ensaio Único

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	0	0	0	0	0	0
	4,57	-92	-93	-	-	0,16
	9,14	-	-	48	48	0,28
	13,71	-209	-190	-	-	0,42
	18,27	-	-	91	105	0,61
	20,56	-530	-459	173	208	0,95
1ª fissura visual	22,84	-664	-614	235	261	1,25
	27,41	-949	-831	236	283	1,72
	31,98	-1130	-995	311	359	2,20
	36,55	-1175	-1035	481	526	2,67
	41,12	-1285	-1172	578	621	3,13
	45,69	-1536	-1387	599	647	3,54
	50,25	-1623	-1507	685	728	3,96
	54,82	-1812	-1705	710	746	4,45
	59,39	-2081	-1932	733	765	4,83
	63,96	-2245	-2064	825	864	5,30
	68,53	-2523	-2031	836	877	5,70
	73,10	-2534	-2416	892	946	6,11
	77,67	-2952	-2776	909	960	6,58
	82,23	-2967	-2863	1085	1132	7,09
	86,80	-3383	-3261	-	-	7,59
	91,37	-3738	-3594	-	-	8,01
	95,94	-4105	-3986	1160	1220	8,57
	100,51	-4675	-4618	1216	1274	9,28
	102,79	-5084	-5094	1260	1326	9,68
	105,08	-5085	-5487	1388	1459	10,09

TABELA A8 – Série 3 - Laje 3B – Ensaio Único – Continuação

OBSERVAÇÕES	P (kN)	ALP (x 10E-6)	ALA (x 10E-6)	CSP (x 10E-6)	CSA (x 10E-6)	RC (mm)
	107,36	-	-6281	1515	1583	10,70
	109,65	-	-6834	1520	1589	11,35
	111,93	-	-	1521	1606	12,09
	114,22	-	-	1653	1749	13,04
	116,50	-	-	1872	1967	14,24
Ruptura	117,80	-	-	1873	1971	15,05