



REFORÇO À FLEXÃO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO COM A ADIÇÃO
DE UMA CAMADA DE CONCRETO

André Pereira Pinto

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Rio de Janeiro

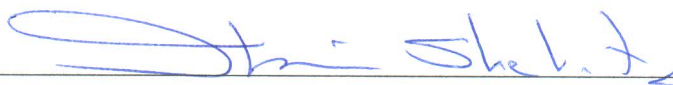
Março de 2018

REFORÇO À FLEXÃO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO COM A ADIÇÃO
DE UMA CAMADA DE CONCRETO

André Pereira Pinto

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:



Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.



Prof. Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.



Prof. Eliane Maria Lopes de Carvalho, D.Sc

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2018

Pinto, André Pereira

Reforço à Flexão de Lajes de Concreto Armado com a Adição de uma Camada de Concreto/ André Pereira Pinto. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XII, 77 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 73-75.

1. Reforço à flexão. 2. Lajes 3. Concreto Armado. I. Shehata, Ibrahim Abd El Malik. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Aos meus pais pelo amor incondicional.

Agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço a Deus pela saúde e pelas oportunidades que tive até hoje.

Aos meus pais, Ari e Marlene, pela educação, apoio e suporte durante toda minha trajetória. Sem nunca medir esforços para me fazer feliz.

À minha namorada, Isis, pelo carinho, paciência e compreensão, estando sempre ao meu lado.

À minha prima, Sandra, que me acolheu no Rio de Janeiro de maneira exemplar.

Aos amigos que fiz na COPPE, sempre presentes em todos os momentos do desenvolvimento desta dissertação.

Ao professor Ibrahim, pela competente orientação, disponibilidade, dedicação e paciência. Sempre muito atencioso e prestativo em todas as reuniões que tivemos.

Às professoras Lídia e Eliane, pelas críticas positivas, que agregaram ainda mais valor ao trabalho.

Ao povo brasileiro, à COPPE e à CAPES, pela contribuição financeira.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

REFORÇO À FLEXÃO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO COM A ADIÇÃO DE UMA CAMADA DE CONCRETO

André Pereira Pinto

Março/2018

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil

Estruturas de concreto necessitam periodicamente de cuidados e manutenções sistemáticas para manterem as desejadas características ao longo do tempo. Por outro lado, devido a degradação da estrutura ou a alteração do tipo de uso da edificação, tornam-se necessárias intervenções que as readéquem. Existem diversas técnicas de reforço de estruturas, sendo que cada uma delas tem vantagens e desvantagens, não existindo uma melhor que as demais e sim a que é mais viável técnica e economicamente para uma determinada situação. Dentre as diversas técnicas de reforço para estruturas de concreto armado, este trabalho aborda a lajes de concreto armado com a adição de uma camada de concreto na face comprimida, apresentando uma metodologia para determinar a resistência de lajes reforçadas, levando em conta a resistência à compressão do concreto, a espessura da camada de reforço e as deformações existentes na laje antes de ser reforçada. Para validar a metodologia proposta, ela foi aplicada em lajes ensaiadas por outros pesquisadores e a comparação dos resultados confirmou a sua adequação. Para melhor entender o comportamento das lajes reforçadas, também foram feitas análises numéricas via Método dos Elementos Finitos, levando em conta a fissuração do concreto, a sequência construtiva do reforço e o uso de conectores de cisalhamento. Com base nos resultados do estudo, são apresentadas algumas recomendações para o projeto de reforço de lajes usando essa técnica.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

FLEXURAL STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE SLABS BY
ADDING A CONCRETE OVERLAY

André Pereira Pinto

March/2018

Advisor: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

Concrete structures require periodically maintenance, in order to preserve their structural and aesthetics properties. Once the behavior of concrete structures appear to be inadequate, due to degradation or by the change of the type of loading, the intervention becomes mandatory in order to rehabilitate them. Actually, there are different types of techniques available for structural strengthening, each technique has advantages and disadvantages, thus the selection of the proper technique that will be used depend on the technical and economic requirements for the specific case under study. One of the available strengthening techniques of the reinforced concrete slabs is by adding a concrete overlay over the compressed face. Within this context, this work presents analytical methodology to calculate the resistance of strengthened slabs, taking into account the concrete compressive strength, the overlay thickness and the existing slab deformations before the intervention. To validate the method proposed, it was applied to slabs tested by other researchers and the comparison of results confirmed its suitability. In order to better understand the behavior of strengthening slabs, were made numerical analyzes based on the Finite Elements Method, taking into consideration the concrete cracking, the existing slab deformation due the dead loads and the used of shear connector crossing the interface concrete overlay-slab. Finally, based on the results of this study, recommendations for the slabs strengthening project using this technique will be made.

SUMÁRIO

1. Introdução	1
1.1. Motivação e justificativa	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Estrutura do trabalho	3
2. Revisão Bibliográfica.....	4
2.1. Estudos realizados sobre o reforço de viga adicionando concreto na face comprimida.....	4
2.1.1. Reis (2003)	4
2.1.2. Silva (2011).....	7
2.1.3. Ando <i>et al.</i> (2012)	11
2.2. Estudos realizados sobre o reforço de lajes adicionando concreto na face superior.....	13
2.2.1. Campos (2000)	13
2.2.2. Pires (2003)	16
2.2.3. Calixto <i>et al.</i> (2005)	18
2.2.4. Costa (2006)	21
2.2.5. Ibrahim <i>et al.</i> (2014)	23
2.2.6. Aykac <i>et al.</i> (2016).....	25
2.3. Estudos sobre aderência entre camadas de concreto de diferentes idades em peças submetidas à flexão	28
2.3.1. Loov e Patnaik (1994).....	28
2.3.2. Araújo (1997)	30
2.3.3. Perez <i>et al.</i> (2008)	32
2.3.4. Mahmound <i>et al.</i> (2013).....	34
2.4. Indicações normativas para resistência ao cisalhamento entre camadas de concretos de diferentes idades	36

2.4.1. ABNT NBR 9062: 2017.....	36
2.4.2. CEB-FIP MC 2010.....	38
2.4.3. ACI 318M-14	40
2.5. Considerações gerais	41
3. Metodologia proposta.....	43
3.1. Viabilidade técnica	43
3.2. Determinação da resistência da laje reforçada	43
3.3. Conectores de cisalhamento	46
4. Modelo numérico	49
4.1. Geometria do modelo	49
4.2. Elementos e suas propriedades	50
4.2.1. Concreto	50
4.2.2. Armaduras	51
4.2.3. Elementos de ligação.....	53
4.3. Discretização	57
4.4. Condições de apoio e carregamento	59
4.5. Validação	61
4.6. Considerações gerais	63
5. Resultados e discussões	64
5.1. Resultados da metodologia proposta	64
5.2. Resultados dos modelos numéricos.....	66
6. Conclusões e sugestões.....	71
6.1. Conclusões.....	71
6.2. Recomendações	71
6.3. Sugestões para trabalhos futuros	72
7. Referências bibliográficas	73

SÍMBOLOS

Letras maiúsculas

A_s	Área da seção transversal da armadura positiva
A'_s	Área da seção transversal da armadura negativa
$A'_{s,r}$	Área da seção transversal da armadura negativa adicionada com o reforço
A_{sc}	Área da seção transversal da armadura cruzando a interface laje-reforço
$A_{sc,min}$	Área mínima da seção transversal dos conectores de cisalhamento
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
F_{Exp}	Carga de ruptura experimental
F_F	Carga de pré-carregamento ou fissuração
F_{md}	Valor médio da força de compressão no reforço, ao longo do comprimento
a_v	
F_{Teo}	Carga de ruptura teórica
F_y	Carga referente ao início do escoamento da armadura longitudinal
I	Momento de inercia da seção homogeneizada
L	Vão da viga ou da laje
M_1^+	Momento fletor positivo que solicita a laje durante a execução do reforço
M_2^+	Momento fletor resistente gerado com a adição do reforço
M_{Exp}	Momento fletor último experimental
$M_{Rd,r}$	Momento fletor resistente da laje reforçada
M_{Rd}	Momento fletor resistente da laje não reforçada
M_{Teo}	Momento fletor último teórico
V_{Exp}	Força cortante última experimental
V_{Sd}	Força cortante solicitante
V_{Teo}	Força cortante última teórica

Letras minúsculas

a_v	Distância entre os pontos de momentos fletores nulo e máximo ao longo da peça
b	Largura da faixa de laje ou da viga

c_a	Coeficiente para a força de aderência entre camadas de concreto
c_r	Coeficiente para o efeito de intertravamento dos agregados
d	Altura útil da laje não reforçada
d_r	Altura útil da laje reforçada
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{ctd}	Resistência de cálculo à tração do concreto
f_y	Resistência ao escoamento do aço das armaduras
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço das armaduras
k_1	Coeficiente da força de tração ativada pela ação de pino da armadura
k_2	Coeficiente para a interação da resistência à flexão
h	Altura da laje não reforçada
n	Razão entre os módulos de elasticidade longitudinal do aço e do concreto
r	Espessura da camada de reforço
s	Espaçamento entre as barras das armaduras que cruzam a interface laje-reforço
x	Profundidade da linha neutra da seção não reforçada
x_r	Profundidade da linha neutra da seção reforçada
z	Braço de alavanca

Letras gregas maiúsculas

ΔM^-	Acréscimo de momento fletor negativo
ΔM^+	Acréscimo de momento fletor positivo
Δq	Acréscimo de carga na laje

Letras gregas minúsculas

α	Ângulo dos conectores de cisalhamento em relação ao plano horizontal
β	Razão entre a força longitudinal do reforço e da armadura tracionada
β_c	Coeficiente de minoração aplicado ao concreto
β_s	Coeficiente de minoração aplicado a armadura
δ	Deslizamento entre camadas de concreto
η	Coeficiente de redução da resistência do concreto relacionado à fluência

μ	Coefficiente de atrito
ν	Coefficiente dado pela expressão $0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} < 0,55$
ρ	Taxa de armadura longitudinal
ρ_v	Taxa de armadura cruzando a interface laje-reforço
σ_n	Tensão de compressão na interface laje-reforço resultante de cargas na laje
$\sigma_{s,r}$	Reserva de tensão da armadura longitudinal tracionada
σ_s	Tensão na armadura longitudinal tracionada
τ_{Exp}	Tensão de cisalhamento na interface laje-reforço experimental
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente na interface laje-reforço
τ_{Sd}	Tensão de cisalhamento solicitante na interface laje-reforço

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado tem sido largamente utilizado em estruturas devido a suas vantagens: adequada resistência, baixo custo inicial e de manutenção, moldável a qualquer forma, etc.

Dentre os diversos fatores que podem tornar inadequada uma estrutura de concreto armado, podem-se citar erros de projeto e de execução, utilização indevida, ausência de manutenção, danos acidentais (colisões ou incêndios) e outros. Ressalta-se ainda que o sistema estrutural de uma edificação deve possuir vida útil mínima de projeto de 50 anos, segundo a ABNT NBR 15575-1:2013, e ao longo desse tempo pode haver alteração do tipo de uso da edificação e necessidade de reforço da estrutura.

Existem várias técnicas de reforço de estruturas de concreto, dentre elas podem-se citar a de encamisamento total ou parcial do elemento estrutural, a com uso de protensão externa e as com adição de chapas de aço, perfis ou de materiais compósitos. Cada técnica de reforço tem vantagens e desvantagens e a escolha daquela a ser usada depende de aspectos técnicos e econômicos.

Os estudos sobre reforço de estruturas nos últimos anos e a disponibilidade de uma ampla gama de materiais e equipamentos no mercado da construção civil têm tornado mais fácil e barata a execução dessas técnicas. No entanto, ainda não existem recomendações de projeto amplamente difundidas e aceitas, sendo os projetos baseados na experiência do profissional e em algumas publicações existentes. Diante disto, neste trabalho optou-se por estudar o reforço de lajes de concreto armado por meio da adição de uma camada de concreto na face comprimida, assunto ainda não muito investigado.

1.1. Motivação e justificativa

O método de reforço estudado neste trabalho utiliza apenas materiais comuns da construção civil (aço e concreto) e não necessita de mão de obra especializada. Outro ponto positivo é que apenas o pavimento que será reforçado precisará ser interditado.

Ao contrário do que se possa imaginar inicialmente, este tipo de solução não necessariamente implica em aumentar a espessura final da laje, uma vez que materiais não estruturais como piso e contra piso, com espessura entre cerca de 4,0 e 5,0cm, podem ser substituídos por uma camada de reforço de concreto e um piso laminado, vinílico ou porcelanato líquido, que possuem espessuras inferiores a 5,0mm. Ou seja, a laje pode ser reforçada sem que o pé direito do pavimento seja inalterado. Outra interessante aplicação é no reforço de tabuleiros de pontes, substituindo a camada de asfalto, geralmente em torno de 7,0cm, por uma camada de concreto estrutural.



Figura 1.1: Reforço em um tabuleiro de ponte adicionando uma camada de concreto na face superior da laje (HILTI, 2017)¹.

Logo, este trabalho justifica-se por adicionar conhecimento a um assunto de interesse prático sobre o qual tem havido limitadas investigações.

1.2. Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é propor uma metodologia de cálculo para determinar a resistência à flexão de lajes reforçadas por meio da adição de uma camada de concreto na face superior da laje, levando em consideração a sequência construtiva do elemento.

Como objetivos específicos, podem-se citar:

- a) avaliar a metodologia de cálculo proposta, utilizando resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores;

¹ Acessado em 16 de novembro de 2017 (www.hilti.com.br/content/hilti/W2/BR/pt/engineering/design-center/vergalhoes-pos-instalados/aplicacoes-tipicas-vergalhoes-posinstalados.html?wcmode=disabled)

- b) utilizar um modelo numérico para analisar a distribuição das tensões em lajes reforçadas nas condições de serviço e verificar sua adequação.

1.3. Estrutura do trabalho

A dissertação está dividida em 7 capítulos e um apêndice.

O Capítulo 2 traz uma revisão da literatura, resumindo trabalhos que estudaram o reforço de lajes e vigas adicionando concreto na face comprimida (o comportamento na flexão de vigas e lajes é semelhante), trabalhos relacionados à resistência ao cisalhamento entre camadas de concreto de diferentes idades e prescrições normativas sobre a resistência ao cisalhamento na ligação entre dois concretos.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia de cálculo proposta para determinar a resistência à flexão de lajes reforçadas. No Capítulo 4 são descritas as análises numéricas realizadas. No Capítulo 5 é feita uma avaliação da metodologia proposta para cálculo da resistência à flexão de lajes reforçadas e são apresentados os resultados da análise numéricas. As conclusões, recomendações para projeto de reforço de lajes e sugestões de trabalhos futuros estão no Capítulo 6, as referências bibliográficas no Capítulo 7 e no Apêndice constam dados de lajes usados ao longo deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo divide-se em cinco partes. Nas duas primeiras estão descritos trabalhos realizados sobre reforço de vigas e lajes com adição de uma camada de concreto na face comprimida; a terceira apresenta alguns trabalhos sobre resistência ao cisalhamento na ligação entre camadas de concreto de diferentes idades em elementos submetidos à flexão; na quarta encontram-se recomendações de norma para cálculo dessa resistência e na quinta, são feitas considerações sobre o estágio de conhecimento atual a respeito da técnica de reforço em questão.

2.1. Estudos realizados sobre o reforço de viga adicionando concreto na face comprimida.

2.1.1. Reis (2003)

Reis (2003) estudou o reforço em vigas “T” de concreto armado tanto por meio de adição de argamassa com fibras e armadura longitudinal no bordo tracionado quanto pela aplicação de uma camada de pequena espessura de microconcreto de alta resistência à compressão na face superior da viga. O reforço por meio de adição de armadura longitudinal no bordo tracionado, por não ser foco deste trabalho, não é aqui abordado.

Reis (2003) investigou o comportamento das vigas reforçadas verificando a influência da atuação de um pré-carregamento durante a execução do reforço, as deformações lentas diferenciais entre as camadas de concreto de diferentes idades e os mecanismos de resistência mobilizados na transmissão de esforços entre essas camadas. Ensaios complementares para determinar as propriedades viscoelásticas dos materiais usados permitiram estimar os estados de tensão e de deformação dos materiais antes e depois da execução do reforço.

No programa experimental, foram ensaiadas três vigas reforçadas pelo bordo comprimido denominadas VFC-1, VFC-2 e VFC-3. Elas foram submetidas inicialmente a um carregamento de longa duração (superior a 100 dias), exceto a VFC-2, e posteriormente

a um carregamento monotônico crescente até a ruptura. O detalhamento das vigas, que tinham 3,0m de comprimento, é apresentado na Figura 2.1.

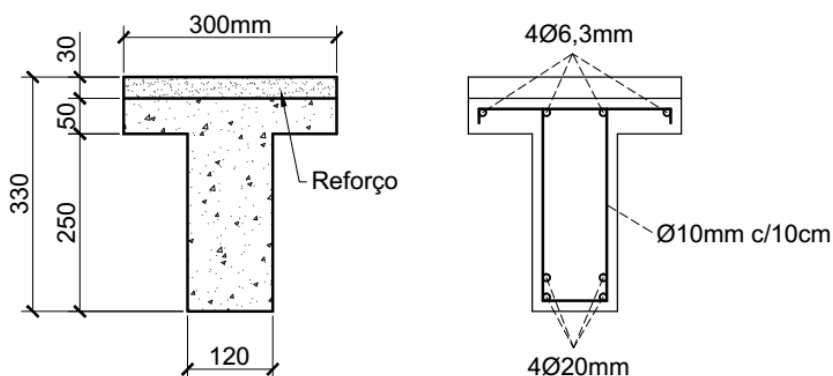


Figura 2.1: Detalhamento das vigas ensaiadas (REIS, 2003).

No dia do ensaio final das vigas VFC-1, VFC-2 e VFC-3, o concreto do substrato apresentou resistência à compressão de 26MPa, 27MPa e 33MPa, respectivamente, e o microconcreto utilizado no reforço 72MPa, 88MPa e 90MPa, respectivamente. Nas armaduras, o aço utilizado foi o CA60 para as barras de diâmetro de 6,3mm e CA50 para os demais diâmetros. As tensões de escoamento variaram entre 521MPa e 564MPa para as barras de CA50 e entre 605MPa e 633MPa para as barras de CA60. A taxa de armadura longitudinal de tração utilizada nas vigas antes e após o reforço foi de 2,79% e 2,32%, respectivamente.

As vigas originais foram dimensionadas para que a ruptura se desse por esmagamento do concreto (condição superarmada). No entanto, esta condição de dimensionamento não ocorre na prática de projetos e não é permitida pela ABNT NBR 6118:2014, uma vez que leva as estruturas a terem um comportamento frágil.

Como meio de ligação entre as camadas de concreto, Reis (2003) optou por não utilizar conectores de cisalhamento, fazendo apenas uma escarificação da superfície com jato de água, seguida de uma limpeza de possíveis materiais soltos com jato de ar comprimido e umedecimento da superfície, antes da concretagem do reforço.

Para a aplicação do pré-carregamento de longa duração, foi idealizado um sistema de protensão com cordoalhas engraxadas ancoradas em blocos moldados nos extremos da viga, conforme Figura 2.2. Na viga VFC-1, foi aplicado um pré-carregamento de 19,60kN

(36% da carga de serviço prevista para peça original) 7 dias após a moldagem da viga e aumentado para 35,10kN (65% da carga de serviço prevista para peça original) 75 dias após a moldagem da viga. Já na viga VFC-3 foi aplicado um pré-carregamento de 32kN (58,7% da carga de serviço prevista para peça original) 7 dias após a moldagem, que foi mantido até o dia do ensaio final. Em todas as três vigas o reforço foi executado 40 dias após a concretagem da viga original e os ensaios finais das vigas VFC-1, VFC-2 e VFC-3 foram realizados 104, 125 e 145 dias após a moldagem da viga original, respectivamente.

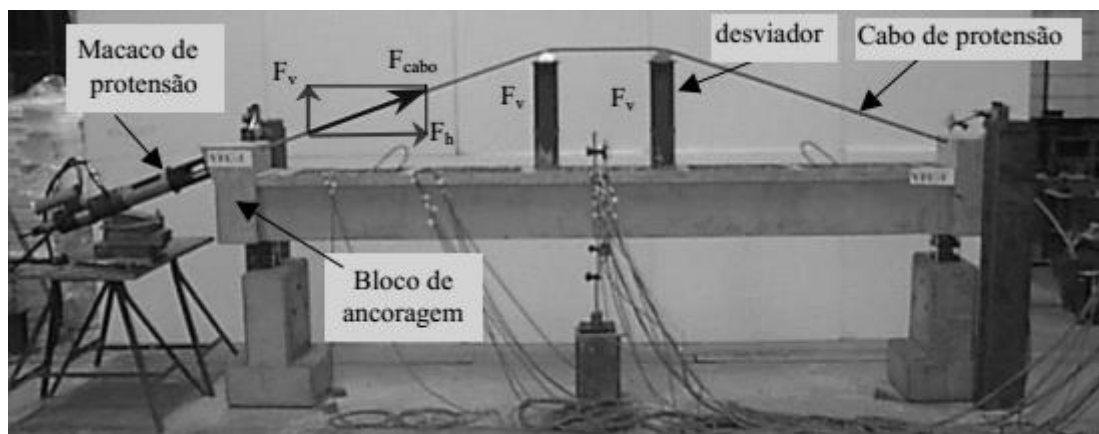


Figura 2.2: Sistema de aplicação do pré-carregamento por protensão (REIS, 2003).

Os resultados obtidos no ensaio final mostraram que para cargas próximas da capacidade resistente das vigas, houve um deslizamento parcial entre as camadas de concreto, como mostra a Figura 2.3, evidenciando que no estado limite último a aderência na interface foi insuficiente para evitá-lo.

Na Tabela 2.1 estão as cargas de ruptura obtidas no ensaio final (F_{Exp}) e as cargas de ruptura teóricas ($F_{Teo.}$), obtidas por Reis (2003). Nelas percebe-se que seus valores ficaram próximos e que todas as vigas reforçadas tiveram praticamente a mesma carga última.

O autor concluiu que o pré-carregamento nas vigas VFC-1 e VFC-3 aparentemente não afetou sua capacidade resistente, visto que apresentaram o mesmo modo de ruptura e o mesmo panorama de fissuração da viga VFC-2, sem o pré-carregamento. A perda parcial de aderência entre as camadas de concreto não prejudicou significativamente a resistência das vigas, mas uma armadura de costura evitaria este problema.

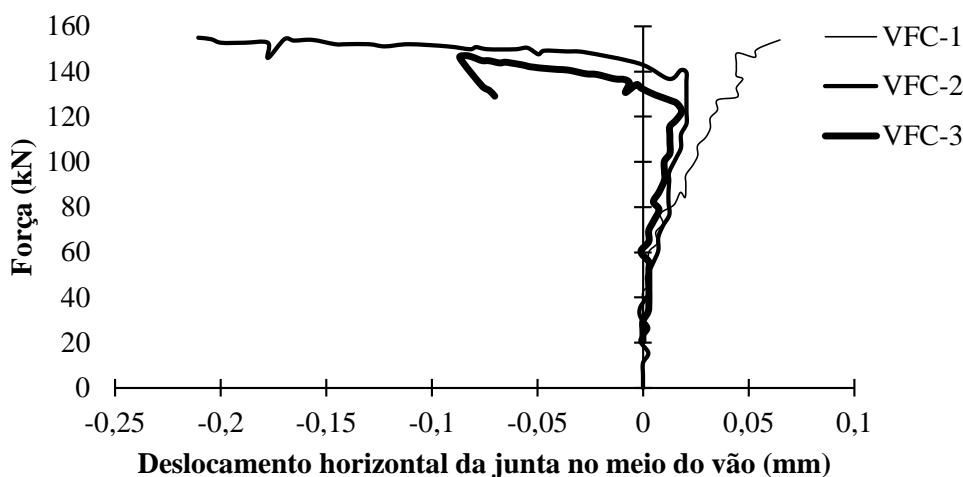


Figura 2.3: Gráfico dos deslocamentos horizontais relativos entre o material do substrato e o material de reforço (REIS, 2003).

Tabela 2.1: Resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas.

Viga	F_{Exp} (kN)	F_{Teo} (kN)
VO	-	78,6
VFC-1	153,0	146,4
VFC-2	154,4	146,4
VFC-3	147,2	146,4

Fonte: Reis (2003).

A técnica de reforço foi considerada eficiente pelo autor, pois aplicando uma camada de reforço de 3,0cm de espessura, teve-se um ganho médio de resistência de 93% em relação à viga não reforçada. No entanto, o expressivo ganho de resistência deve-se à alta taxa de armadura empregada nas vigas, o que não corresponde a uma situação da prática.

2.1.2. Silva (2011)

Silva (2011) estudou o reforço em vigas de concreto armado por meio da adição de uma camada de concreto na face comprimida e avaliou a eficiência do uso de conectores de cisalhamento na ligação entre as camadas de concreto. Ele ensaiou onze vigas de concreto armado, sendo duas monolíticas de referência e nove reforçadas.

Os ensaios foram divididos em duas séries. Na primeira, buscou-se determinar entre três tipos de conector de cisalhamento, qual seria mais eficiente. Os conectores testados foram denominados “I”, “U” e “AF”, inseridos nas vigas VRI3, VRU3 e VRAF3, respectivamente. Os conectores “I” e “U” foram construídos com barras de aço CA50 e

fixados nas vigas com adesivo epóxi e o tipo “AF” era um parafuso de expansão mecânica, *parabolt*, com comprimento de 10,5cm. A Figura 2.4 apresenta a nomenclatura e o detalhamento das vigas da primeira série, juntamente com as duas de referência, VM25 e VM40. Todas as vigas com conectores tinham a mesma taxa de armadura na ligação viga-reforço ($A_{sc} = 5,00\text{cm}^2/\text{m}$).

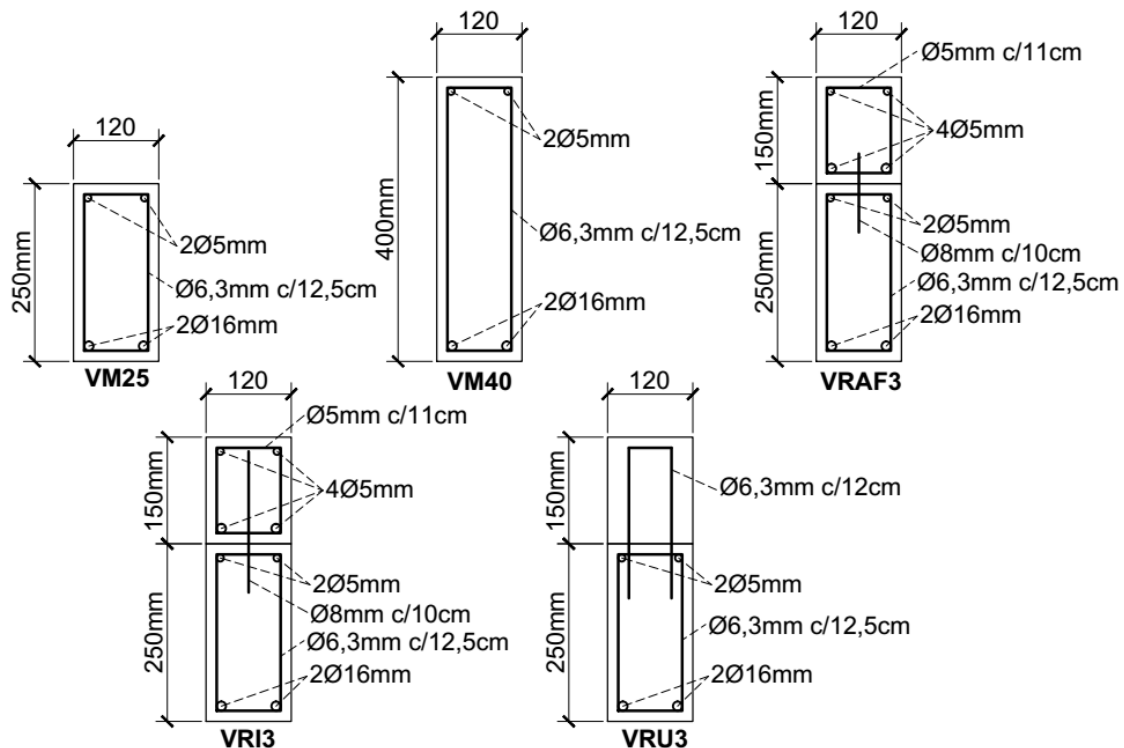


Figura 2.4: Detalhamento das vigas da primeira série (SILVA, 2011).

Na segunda série, adotou-se o conector que se mostrou mais eficiente na primeira etapa (conector “I”) e investigou-se a influência do conector, da pré-fissuração e da armadura transversal colocada no reforço. O detalhamento das vigas da segunda série encontra-se na Figura 2.5.

Os concretos utilizados no substrato e no reforço na data do ensaio tinham idades de 180 dias e 80 dias, respectivamente, para as vigas da primeira série e de 360 dias e 50 dias, respectivamente, para as da segunda série. Todas as vigas foram moldadas com concreto autoadensável com resistência à compressão entre 40 e 49MPa. Os aços utilizados nas armaduras eram CA50 e CA60.

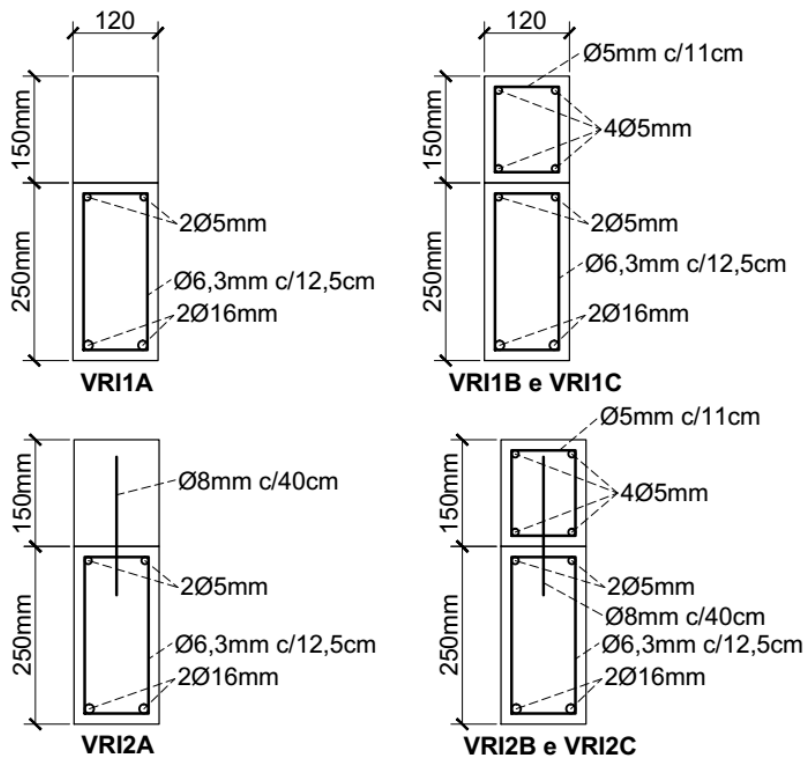


Figura 2.5: Detalhamento das vigas da segunda série (SILVA, 2011).

Na superfície que recebeu o reforço, foi realizado um apicoamento manual usando ponteira e martelo, seguido de uma escovação para remoção dos materiais soltos e limpeza. As vigas VRI1B, VRI2B, VRI1C e VRI2C foram submetidas primeiramente ao ensaio de pré-fissuração, no qual foi aplicada uma carga próxima da que levaria a armadura tracionada ao escoamento. O esquema de carregamento utilizado nas vigas VRI1C e VRI2C foi o “b” e nas demais foi o “a”, conforme mostrado na Figura 2.6.

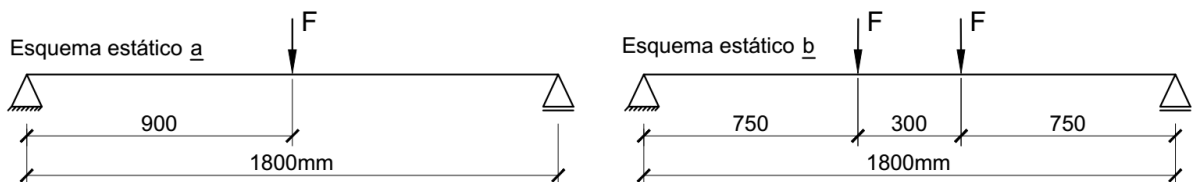


Figura 2.6: Esquemas estáticos dos ensaios (SILVA, 2011).

Das vigas da primeira série, apenas a VRI3 não apresentou perda parcial de aderência. Os momentos fletores de ruptura das vigas VRI3, VRAF3 e VRU3 foram respectivamente, 112kNm, 108kNm e 101kNm.

Os resultados indicaram ainda que a armadura de confinamento existente no reforço das vigas VRI3 e VRAF3 teve uma influência positiva na resistência ao cisalhamento da

ligação entre as camadas de concreto. Teria sido interessante se tivesse sido realizado ensaios com vigas semelhantes sem armadura de confinamento, a fim de confirmar isso.

Com base nos resultados da primeira série, Silva (2011) projetou as vigas da segunda série utilizando apenas conectores tipo “I”, mas com uma taxa de armadura cruzando a interface viga-reforço menor que a da primeira série ($A_{sc} = 1,25\text{cm}^2/m$). A Tabela 2.2 mostra o momento fletor de ruptura (M_{Exp}) das vigas ensaiadas e a relação entre o momento fletor último de cada viga reforçada com o momento fletor último da viga de referência VM40 (M_{VM40}).

Tabela 2.2: Resultados dos ensaios.

Série	Viga	M_{Exp} (kNm)	M_{Exp}/M_{VM40}
	VM25	54	-
	VM40	96	-
1	VRI3	112	1,2
	VRU3	101	1,1
	VRAF3	108	1,1
	VRI1A	77	0,8
2	VRI2A	99	1,0
	VRI2B	108	1,1
	VRI1B	110	1,1
	VRI1C	102	1,06
	VRI2C	102	1,06

Fonte: Silva (2011).

A partir desse estudo a autora concluiu que:

- a) todas as vigas reforçadas apresentaram ganho da capacidade resistente em torno de 100% em relação à viga de referência VM25, resultado do aumento significativo do braço de alavanca com a aplicação do reforço e da considerável taxa de armadura longitudinal existente na viga;
- b) o conector tipo “I” se mostrou mais eficiente que os demais, já que as vigas com conectores tipo “U” e “AF” apresentaram deslizamentos entre a viga e o reforço;
- c) as armaduras de confinamento contribuíram para o bom desempenho da técnica de reforço, uma vez que as maiores resistências foram registradas nas vigas com essa armadura;

- d) as vigas pré-fissuradas apresentaram resistência semelhante à das vigas íntegras, ao contrário do que se esperava.

2.1.3. Ando *et al.* (2012)

Ando *et al.* (2012) estudaram a técnica de reforço à flexão de vigas de concreto armado pelo acréscimo de concreto de alta resistência na região comprimida e conectores de cisalhamento para união entre os concretos de diferentes idades. Eles realizaram ensaios em três vigas e avaliaram o ganho de resistência e a eficácia dos meios de ligação na interface viga-reforço.

As três vigas possuíam 1,50m de comprimento, sendo uma viga de referência, denominada VT, moldada com concreto de resistência à compressão de 35MPa, outra denominada VR-PÓS com as mesmas características da viga VT, porém reforçada após 28 dias com uma camada de 5,0cm de concreto de resistência à compressão de 75MPa e uma terceira, também de referência, denominada VR-PRÉ, moldada em uma única etapa com concreto de resistência à compressão de 75MPa. Todas as vigas foram armadas com barras de aço CA-50 e CA-60 e os conectores de cisalhamento foram fixados com epóxi em furos feitos previamente. A Figura 2.7 apresenta o detalhamento das três vigas.

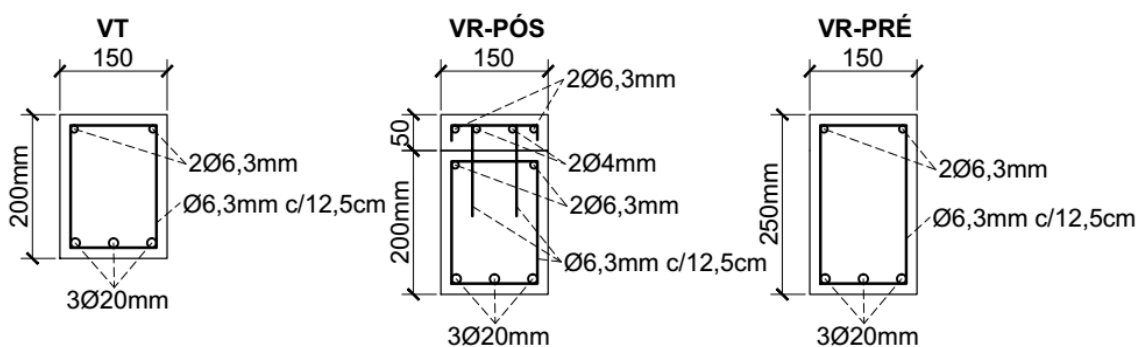


Figura 2.7: Detalhamento das vigas (ANDO *et al.*, 2012).

Segundo os autores, para que a comparação entre as vigas VR-PÓS e VR-PRÉ pudesse ser realizada, a viga VR-PÓS foi dimensionada de maneira que, na ruptura, a região comprimida ficasse restrita ao concreto de alta resistência.

Analisando as vigas, nota-se que a taxa de armadura longitudinal era de 3,14% e a de armadura transversal 0,34% e que sua resistência à flexão era maior que a resistência ao

cisalhamento, caso que não deve ocorrer. Além disso, não faz sentido aumentar a resistência à flexão de uma viga com pouca resistência ao cisalhamento.

A Tabela 2.3 apresenta os resultados experimentais e teóricos, calculados de acordo com a ABNT NBR 6118:2007. Os valores de momento fletor (M_{Exp} e M_{Teo}) e força cortante (V_{Exp} e V_{Teo}) últimos correspondem ao início do escoamento da armadura longitudinal.

Tabela 2.3: Resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas.

Viga	VT	VR-PRÉ	VR-PÓS
M_{Teo} (kNcm)	4839	9465	9465
M_{Exp} (kNcm)	5310	7838	7811
V_{Teo} (kN)	81	158	158
V_{Exp} (kN)	89	131	130

Fonte: Ando *et al* (2012).

Em todas as vigas estudadas, a ruptura ocorreu por força cortante com esmagamento do concreto na extremidade das fissuras de cisalhamento junto à região de aplicação do carregamento, conforme Figura 2.8.

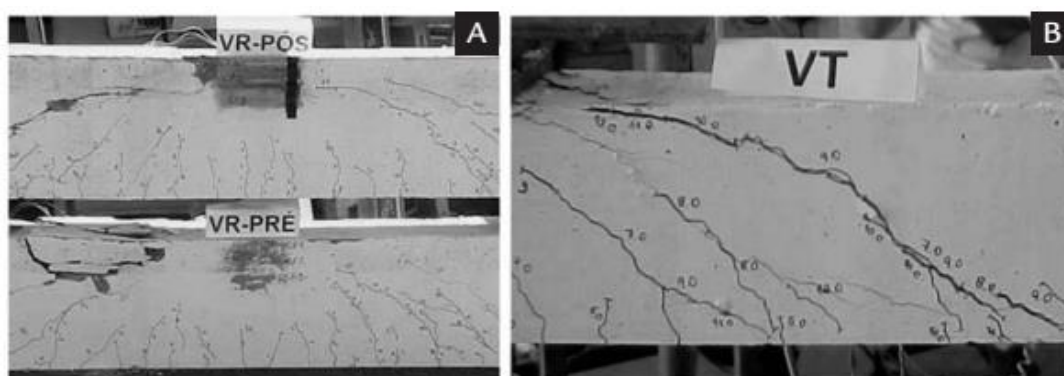


Figura 2.8: Fissuração das vigas ensaiadas (ANDO *et al.*, 2012).

O gráfico da Figura 2.9 mostra a evolução dos deslocamentos verticais no meio do vão em função da carga aplicada, para as três vigas. Nele fica nítido o ganho de resistência da viga reforçada e seu comportamento monolítico, dado que ambas as vigas VR-PRÉ e VR-PÓS apresentaram comportamento semelhante durante todo ensaio.

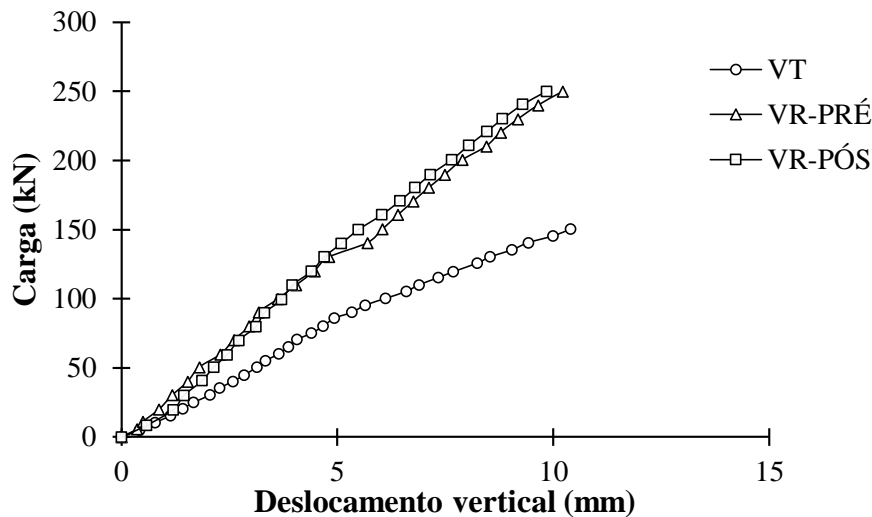


Figura 2.9: Deslocamentos verticais no meio do vão em função da carga (ANDO *et al.*, 2012).

Diante desses resultados, os autores concluíram que o método de reforço se mostrou eficiente, aumentando a resistência à flexão da viga em aproximadamente 46% e atribuíram a diferença entre os resultados experimentais e teóricos do momento último ao fato da armadura transversal ter escoado antes da longitudinal. A ligação viga-reforço com conectores de cisalhamento mostrou-se adequada, visto que o comportamento da viga VR-PRÉ foi praticamente idêntico ao da viga VR-PÓS, tanto em relação às tensões na armadura longitudinal quanto em relação aos deslocamentos verticais.

2.2. Estudos realizados sobre o reforço de lajes adicionando concreto na face superior.

2.2.1. Campos (2000)

Segundo Campos (2000), os tipos de problemas mais frequentes em lajes de concreto são deficiências na taxa de armadura ou na resistência à compressão do concreto, levando ao surgimento de deformações excessivas e abertura de fissuras que são incompatíveis com os valores limites estabelecidos pelas normas, limitando assim a utilização da estrutura e tornando necessária a execução de um reforço.

Campos (2000) analisou de forma experimental o comportamento de cinco lajes maciças de concreto armado, reforçadas pela face superior com a aplicação de uma nova camada

de concreto de alto desempenho de espessura variável, sem a utilização de conectores de cisalhamento.

Os ensaios foram realizados em espécimes de iguais dimensões, com os bordos simplesmente apoiados e carregamento uniformemente distribuído aplicado com sacos de areia. As lajes foram dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 6118:1980 para sobrecarga de $1,50\text{kN/m}^2$, simulando uma situação em edificação residencial. As lajes L1, L2 e L4 foram construídas com uma taxa de armadura $\rho = 0,164\%$ e as lajes L3 e L3a com uma taxa de armadura $\rho = 0,076\%$ (inferior à taxa de armadura mínima estabelecida pela ABNT NBR 6118 que é de $\rho = 0,15\%$). Além das armaduras nas duas direções ortogonais, foi utilizada armadura de canto, nas faces superiores e inferiores, como mostrado na Figura 2.10.

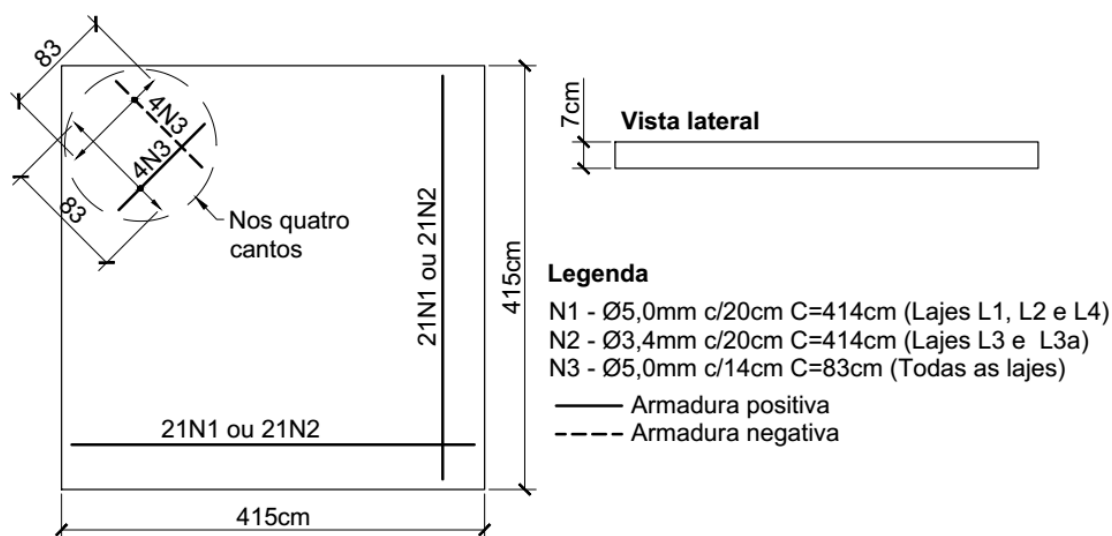


Figura 2.10: Detalhamento das lajes ensaiadas (CAMPOS, 2000).

O concreto das lajes L1, L2, L3 e L3a apresentou resistência à compressão de cerca de 20MPa e o da laje L4 de 10MPa, ambos aos 21 dias de idade.

A laje L1 foi tomada como referência e foi ensaiada até a ruptura em um único ensaio, enquanto as demais lajes foram ensaiadas em duas etapas. Na primeira etapa, ainda sem o reforço, elas foram submetidas a um carregamento de forma a atingir um dos seguintes limites: início do escoamento da armadura de flexão; abertura de fissuras máxima estabelecida pela ABNT NBR 6118:1980; flechas com a ordem de grandeza da espessura da laje. Atingindo-se um desses limites, as lajes foram descarregadas, retornadas à condição indeformada com macacos hidráulicos, reforçadas e ensaiadas novamente até a

ruptura. A exceção foi a laje L3, que rompeu na primeira etapa de carregamento devido a excesso de carga aplicada, tendo sido construída a laje L3a para substituí-la.

O reforço foi executado com aplicação de uma camada de concreto de resistência à compressão de cerca de 50MPa aos 7 dias, em forma de lente na face superior da laje, com espessura de 2,0cm nas bordas e 4,0cm no centro da laje. Após a aplicação do reforço, a taxa de armadura das lajes L2R, L3Ra e L4R passou a ser de 0,1%, 0,04% e 0,01%, respectivamente, ou seja, inferior à taxa de armadura mínima, caso a ser evitado na prática.

A ligação laje-reforço foi feita sem conectores de cisalhamento, realizando-se apenas um apicoamento manual da superfície com ponteira e martelo, criando uma superfície rugosa que foi lavada com jato de água de alta pressão. As lajes reforçadas foram renomeadas com os nomes L2R, L3aR e L4R e ensaiadas novamente, desta vez até a ruptura, com 16, 17 e 11 dias após executado o reforço, respectivamente.

Os resultados dos ensaios são apresentados na Figura 2.11. Todas as lajes reforçadas romperam por flexão apresentando grandes deslocamentos verticais e ruptura da armadura de flexão na região central da laje, sem indícios de esmagamento do concreto, provavelmente devido à baixa taxa de armadura. Observou-se ainda que em relação à laje L1, as L2R e L4R tiveram um acréscimo da carga na ruptura em torno de 30%, devido principalmente ao aumento da altura útil que passou de 7,0cm para cerca de 10,0cm (no meio da laje).

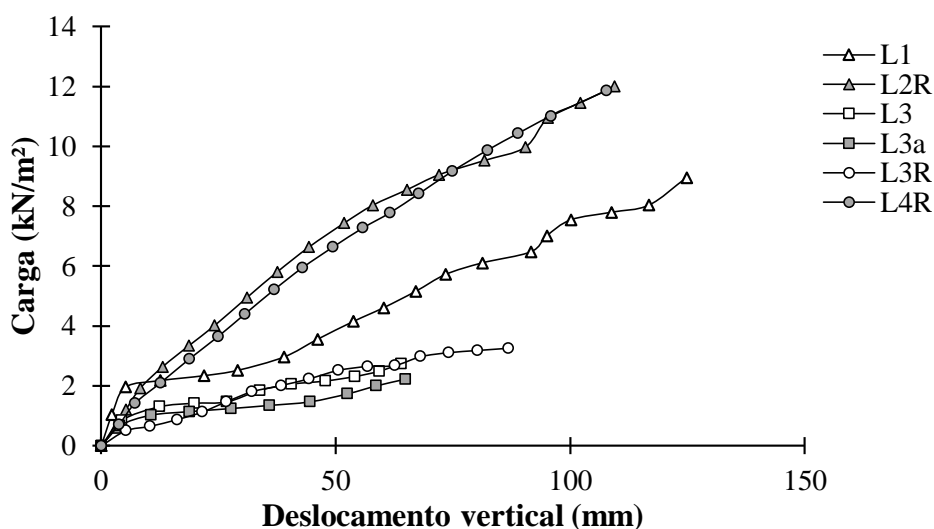


Figura 2.11: Resultados das lajes ensaiadas por Campos (2000).

Os autores concluíram que: o reforço mostrou-se eficaz para os casos em que havia uma taxa mínima de armadura; as cargas de ruptura podem ser estimadas com a utilização da altura útil da seção reforçada, considerando o reforço trabalhando monoliticamente com a laje original; todas as lajes apresentaram grande deformação antes da ruptura com o rompimento da armadura na região central da laje.

2.2.2. Pires (2003)

Em seu trabalho, Pires (2003) estudou o comportamento de lajes de concreto reforçadas com aumento da seção de concreto na região comprimida e solicitadas nas idades iniciais. Para isso, ensaiou cinco lajes, sendo: uma de referência com 10,0cm de altura (série 1); duas monolíticas de referência com 15,0cm de altura (séries 3A e 3B); e duas com 10,0cm de altura reforçadas com uma camada de concreto de 5,0cm (séries 2A e 2B).

Foram utilizadas lajes de concreto moldadas em 1992 e 1994, que se encontravam no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG. Todas as lajes eram armadas em uma única direção, dimensionadas para romperem à flexão, com armadura (aço CA-60) suficiente para possíveis acréscimos de momento fletor, viabilizando assim o reforço ($\rho = 1,05\%$ antes do reforço e $\rho = 0,62\%$ após o reforço). A Figura 2.12 apresenta o detalhamento das lajes.

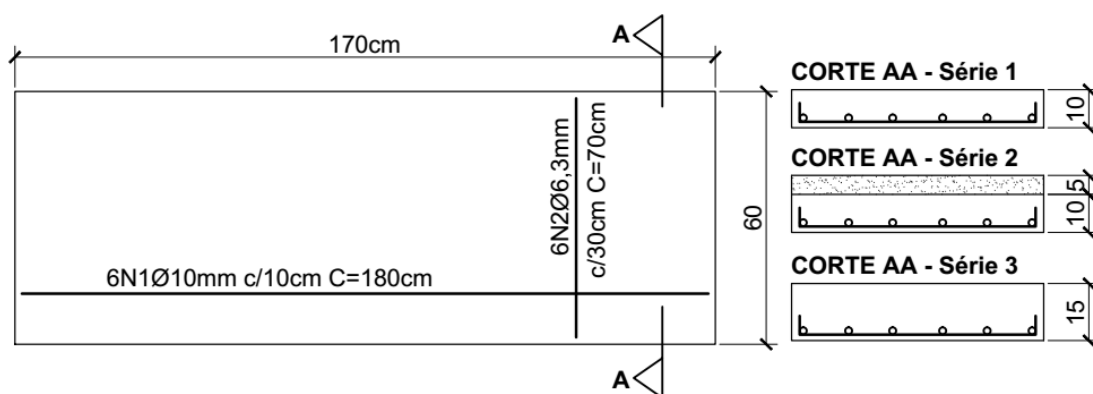


Figura 2.12: Detalhamento das lajes ensaiadas (PIRES, 2003).

O concreto utilizado para moldar as peças foi dosado para alcançar resistência à compressão de 21MPa, no entanto, na data do ensaio as lajes tinham idades entre 8 e 10 anos e os ensaios de caracterização do material revelaram uma resistência média à compressão de 37,5MPa, à tração de 2,41MPa e módulo de elasticidade de 25,9GPa. O

concreto utilizado no reforço foi dosado de tal forma que, nas idades iniciais, apresentasse propriedades mecânicas semelhantes às do substrato. Desse estudo, chegou-se a um concreto com a resistência média à compressão no dia do ensaio de 36,9MPa e módulo de elasticidade de 25,7GPa.

Com o intuito de tornar a execução do reforço o mais simples possível, nenhum tipo de armadura ou adesivo estrutural foi utilizado na ligação entre as camadas de concreto. Realizou-se apenas um apicoamento com martelo de bico para remover a nata de cimento da superfície, limpeza com aspirador e lavagem com água e vassoura.

As lajes das séries 1 e 3 foram ensaiadas em uma única etapa, aplicando o carregamento de forma gradual até a ruptura. Já as da série 2 foram ensaiadas em duas etapas; na primeira, ainda sem reforço foram solicitadas à flexão para simular condições de lajes fissuradas antes de serem reforçadas. O critério de parada do carregamento foi abertura de fissura de 0,3mm ou flecha da ordem de $L/200$. Após ser atingido um desses limites, as lajes foram descarregadas, reforçadas e 4 dias depois submetidas à segunda etapa do ensaio. Destaca-se que com a idade de 4 dias, as deformações de retração do reforço ainda não eram significativas.

Na segunda etapa do ensaio foram aplicados três ciclos de carga e descarga, sendo que o último foi até a ruptura. O primeiro ciclo foi até 31,9kN, o segundo até 63,9kN e o terceiro até 95,9kN. As cargas da primeira etapa, juntamente com as cargas de ruptura experimentais e teóricas são apresentadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Cargas para fissuração aplicadas na primeira etapa e carga de ruptura.

Laje	Carga para fissuração (kN)	Carga de ruptura exp. (kN)	Carga de ruptura teórica (kN)
1A	10,0	67,0	67,1
2A	10,0	116,5	117,4
2B	9,1	118,8	117,4
3A	25,1	118,8	116,7
3B	18,3	117,8	116,7

Fonte: Pires (2003).

Para todas as lajes, tanto as flechas quanto as cargas de ruptura (Figura 2.13) foram bem estimadas pelos procedimentos da ABNT NBR 6118:2003. Apenas a laje 3B, que apresentou fissuração precoce, se desviou um pouco das estimativas da norma. A ruptura da laje da série 1 se deu por esmagamento do concreto e a das lajes das séries 2 e 3 se deu por combinação de flexão e cisalhamento, provocando o esmagamento do concreto junto à região de aplicação de carga.

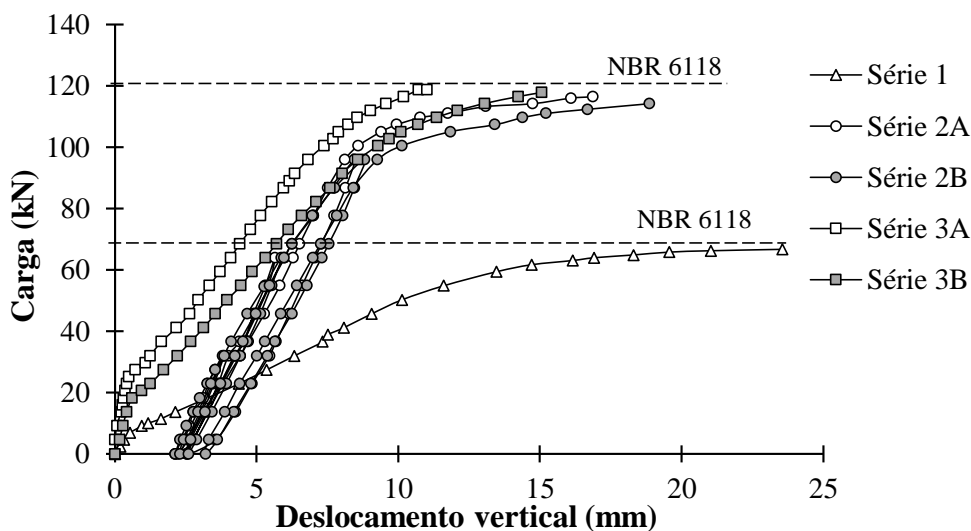


Figura 2.13: Gráfico da carga em função da flecha (PIRES, 2003).

O autor cita que a comparação dos resultados das séries 1 e 2 revela uma melhora significativa do comportamento das lajes reforçadas tanto em serviço quanto na ruptura e que a comparação das séries 2 e 3 mostra que as lajes reforçadas apresentaram comportamento monolítico, sinalizando que a ligação entre as camadas de concreto foi adequada, mesmo não existindo armadura de costura. Ressalta-se que nenhuma fissura na interface laje-reforço foi observada.

2.2.3. Calixto *et al.* (2005)

Calixto *et al.* (2005) investigaram experimentalmente faixas de lajes de concreto armado reforçadas à flexão adicionando uma camada de concreto na face superior. Os ensaios foram divididos em quatro séries (uma laje por série). As lajes das séries 1 e 4 eram monolíticas de referência; a da série 2 era reforçada sem conectores de cisalhamento e a da série 3 era reforçada com conectores de cisalhamento.

O detalhamento das lajes ensaiadas é apresentado na Figura 2.14 e a distribuição dos conectores de cisalhamento da série 3 é mostrada na Figura 2.15.

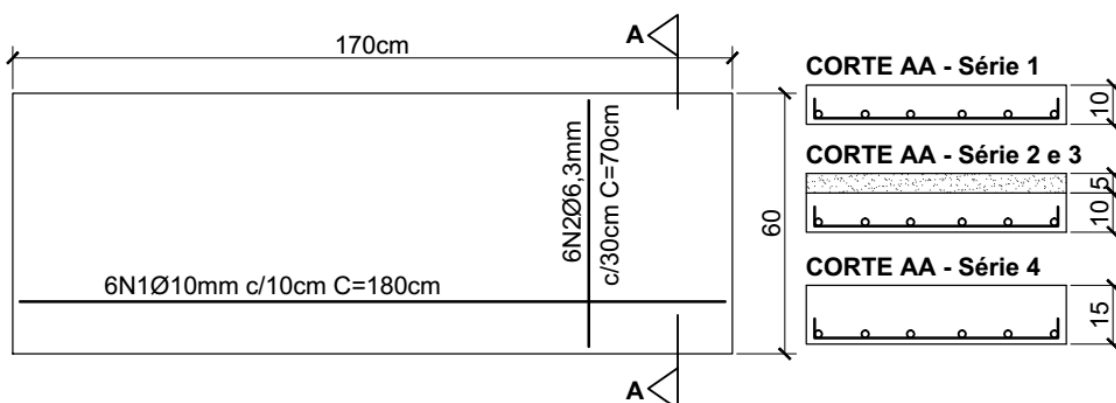


Figura 2.14: Detalhamento das lajes ensaiadas.

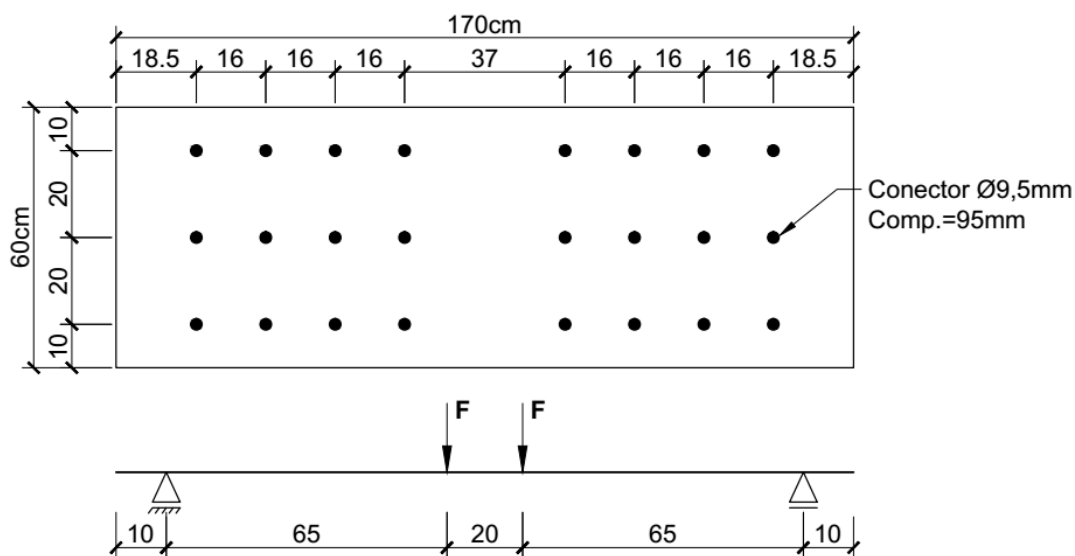


Figura 2.15: Planta baixa com a distribuição dos conectores de cisalhamento (laje da série 3) e esquema estático com as linhas de carga e apoios de todas as lajes.

Na laje da série 2, sem conectores de cisalhamento, a camada de reforço foi moldada sobre a superfície do substrato apicoada e lavada com água. Já na da série 3, com o intuito de eliminar a aderência entre as camadas de concreto e fazer com que apenas os conectores de cisalhamento transferissem os esforços cisalhantes, uma camada de tinta acrílica foi aplicada sobre a superfície do substrato e sobre a tinta foi moldado o reforço.

O concreto utilizado para moldar as lajes, na data do ensaio, tinha idade de aproximadamente 8 anos e apresentava resistência média à compressão de 37,5MPa, à tração de 2,41MPa e módulo de elasticidade de 25,9GPa. O do reforço, dosado para que

apresentasse propriedades mecânicas semelhantes às do substrato, na data do ensaio com 4 dias de idade, tinha resistência média à compressão de 36,9MPa e módulo de elasticidade de 25,7GPa. As armaduras eram de aço CA-60 com tensão de escoamento de 683MPa.

As lajes das séries 1 e 4 foram ensaiadas em uma única etapa até a ruptura, as das séries 2 e 3 tiveram aplicação de carga em duas etapas. Na primeira, com as lajes ainda sem reforço, aplicou-se um ciclo de carga que gerou um deslocamento vertical no centro da laje de 8,0mm ($L/200$); na segunda etapa, com as lajes já reforçadas, aplicaram-se mais três ciclos de carga de até: 34kN, 67kN e a ruptura. Ambas as lajes reforçadas, durante execução do reforço, eram solicitadas pelo peso próprio.

Os resultados obtidos por Calixto *et al.* (2005) para as quatro lajes ensaiadas estão apresentados na Figura 2.16.

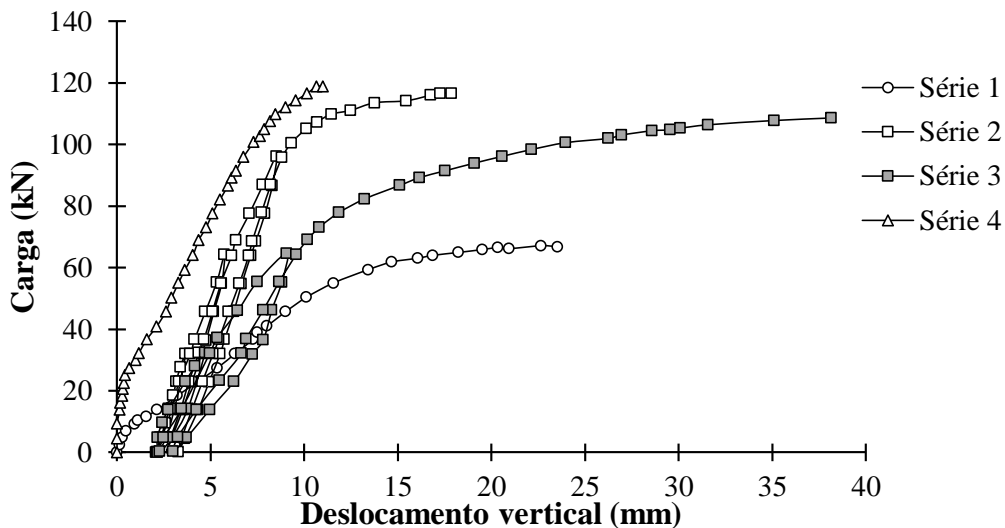


Figura 2.16: Resultados obtidos nos ensaios das lajes (CALIXTO *et al.*, 2005).

Segundo os autores, na série 2 nenhum deslizamento entre as camadas de concreto foi observado. Na série 3, no entanto, para a carga última houve um deslizamento na interface de 3,3mm, evidenciando que a quantidade de conectores de cisalhamento empregada foi insuficiente para garantir o comportamento monolítico. Devido este comportamento a série 3 apresentou desempenho inferior ao da série 2, que se manteve monolítica até a ruptura.

Ambas as lajes reforçadas apresentaram aumento de resistência à flexão com a adição do reforço em relação à não reforçada da série 1. Por outro lado, quando comparadas com a da série 4, monolítica de referência, apenas a da série 2 teve resistência semelhante à dela.

Os autores concluíram que a técnica de reforço estudada é eficiente quando o comportamento monolítico é garantido e a armadura de flexão existente é suficiente para ter-se o incremento de resistência desejado.

2.2.4. Costa (2006)

Costa (2006) estudou experimentalmente o comportamento de faixas de lajes nervuradas pré-moldadas com diferentes taxas de armadura mínima necessária para se alcançar um comportamento dúctil e também lajes nervuradas pré-moldadas reforçadas à flexão com aumento da seção de concreto na face superior com concreto e aço. Por não ser foco deste trabalho, o estudo da armadura mínima realizado será omitido, sendo abordado apenas o reforço com adição de uma camada de concreto e aço na face superior da laje.

Foram ensaiadas três faixas de laje com 1,0m de largura e 2,0m de comprimento, sendo uma de referência (L1-80-120) e duas reforçadas. Uma das lajes foi reforçada apenas com uma camada de 6,0cm de concreto (L2/L2R-80) e a outra, além de receber a mesma camada de concreto, teve também a adição de uma armadura de distribuição (L3/L3R-80).

As lajes ensaiadas L1-80-120, L2/L2R-80 e L3/L3R-80 tinham taxa de armadura de flexão de 0,099%, 0,046% e 0,046%, respectivamente, ou seja, nenhuma delas atendia a taxa mínima de armadura de flexão recomendada por norma. A armadura utilizada nas lajes era da categoria CA60, a Figura 2.17 apresenta o detalhamento das peças.

Todas as lajes foram ensaiadas como bi apoiadas e submetidas a duas cargas concentradas nos terços do vão. As duas lajes reforçadas foram carregadas, antes da execução do reforço até início do escoamento da armadura de flexão ou até terem 8,0mm de flecha. Antes da aplicação da nova camada de concreto, o substrato foi apicoado manualmente com martelo e ponteira e limpo com água e escova. Nenhum tipo de conector de cisalhamento foi utilizado.

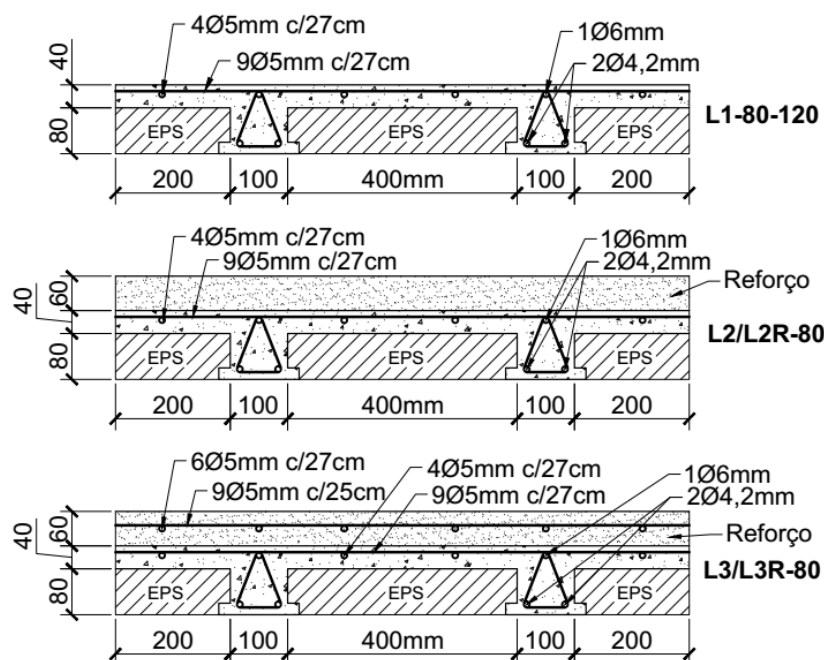


Figura 2.17: Detalhamento das lajes ensaiadas (COSTA, 2006).

Na data de realização do ensaio, as idades do substrato e do reforço eram de 39 dias e 28 dias, respectivamente, e a resistência à compressão do concreto tanto do substrato quanto do reforço era de 24MPa. A diferença de idade de apenas 11 dias entre as camadas de concreto pode ter contribuído para a boa aderência entre elas, já que ambas tiveram deformações de retração praticamente iguais.

A carga de pré-carregamento (F_F), a carga de início do escoamento da armadura de flexão (F_y) e a carga de ruptura das lajes (F_{Exp}) são apresentadas na Tabela 2.5. Segundo o autor, todas as lajes ensaiadas romperam por flexão com ruptura da armadura tracionada, sem o aparecimento de fissuras horizontais na interface laje-reforço.

Tabela 2.5: Cargas aplicada nas lajes.

Laje	F_F (kN)	F_y (kN)	F_{Exp} (kN)
L1-80-120	-	10	17
L2/L2R-80	11	42	58
L3/L3R-80	10	46	69

Fonte: Costa (2006).

A laje L3/L3R-80 teve um ganho de resistência de 18% em relação à laje L2/L2R-80 e deslocamentos verticais menores para os mesmos valores de carga, devido à adição de armaduras na camada de reforço.

2.2.5. Ibrahim *et al.* (2014)

Ibrahim *et al.* (2014) investigaram experimentalmente o comportamento de lajes de concreto armado reforçadas com a aplicação de uma camada de concreto na face superior, avaliando principalmente a distribuição dos conectores de cisalhamento na ligação laje-reforço.

Foram ensaiadas 9 lajes, sendo uma de referência (S1, não reforçada) e 5 reforçadas (S3, S5, S6, S7, S9) com uma camada de 4,0cm de concreto e uma (S8) reforçada com uma camada de 8,0cm de concreto. Entre as lajes reforçadas, a S3 foi submetida a um carregamento antes da execução do reforço correspondente a 75% de sua carga de serviço.

As amostras tinham concreto de resistência à compressão de 33MPa e 34MPa, (substrato e reforço, respectivamente) e as armaduras tinham tensão de escoamento de 400MPa e módulo de elasticidade de 200GPa.

As armaduras de flexão das lajes foram distribuídas conforme apresentado na Figura 2.18 e os conectores de cisalhamento conforme Figura 2.19. A superfície do substrato, antes de receber os conectores de cisalhamento, foi escarificada com intuito de melhorar a aderência. Em todas as lajes, os conectores tinham diâmetro 12,0mm, comprimento de 80mm e o aço era o mesmo das armaduras de flexão.

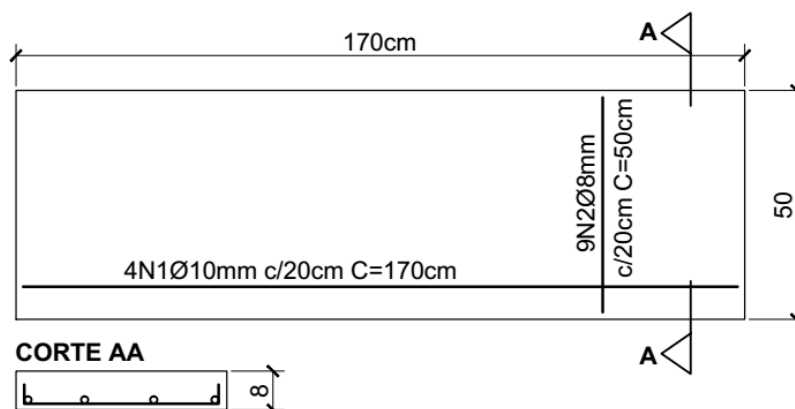


Figura 2.18: Detalhamento da armadura das lajes (IBRAHIM e ELADAWY, 2014).

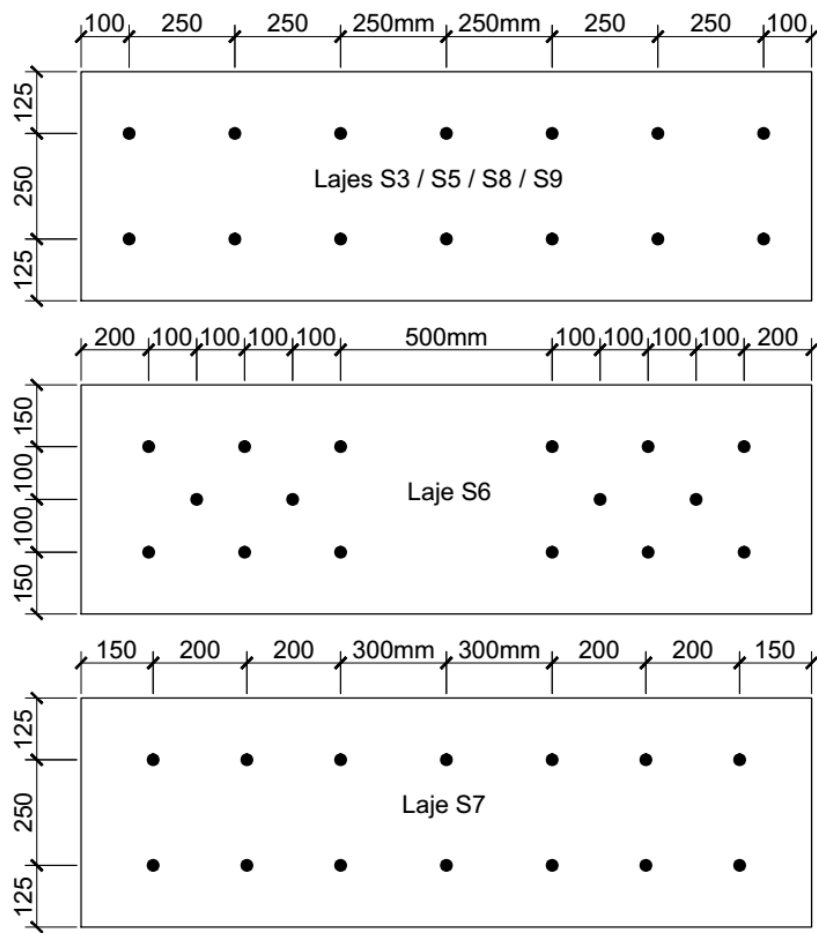


Figura 2.19: Distribuição dos conectores de cisalhamento (IBRAHIM e ELADAWY, 2014).

As lajes eram simplesmente apoiadas com carregamento aplicado em duas linhas equidistantes dos apoios e foram ensaiadas até a ruptura. Os resultados obtidos pelos autores são mostrados na Figura 2.20, onde se verifica que o reforço, de uma maneira geral, melhorou o desempenho das lajes em relação à laje de referência.

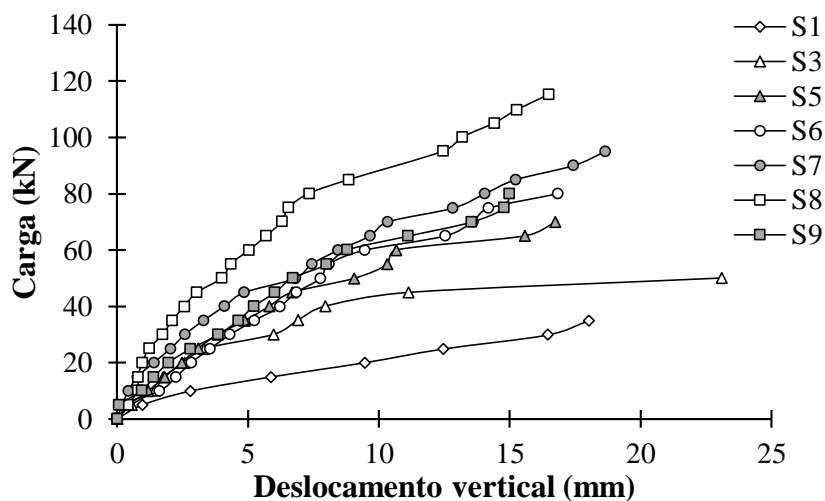


Figura 2.20: Resultado dos ensaios das lajes (IBRAHIM e ELADAWY, 2014).

Segundo os autores, em todas as lajes a ruptura se deu com esmagamento do concreto, não sendo observado deslizamento na interface laje-reforço, indicando que o número de conectores de cisalhamento foi suficiente para garantir o comportamento monolítico das peças.

Os autores concluíram que a laje S8, com maior espessura, se mostrou mais resistente devido principalmente ao aumento do braço de alavanca e que as lajes reforçadas S6 e S7, com maior densidade de conectores de cisalhamento na região próximas aos apoios, apresentaram maior resistência. No entanto, observa-se que lajes iguais apresentaram resultados de resistência discrepantes, diminuindo assim a confiabilidade dos mesmos.

2.2.6. Aykac *et al.* (2016)

Aykac *et al.* (2016) estudaram o reforço à flexão de lajes adicionado uma nova camada de concreto na face comprimida. Eles ensaiaram 6 lajes bi apoiadas (Figura 2.21) com carregamento monotônico crescente de curta duração, buscando avaliar o comportamento das lajes com e sem deformações iniciais oriundas de um pré-carregamento, e o efeito do espaçamento entre os conectores de cisalhamento.

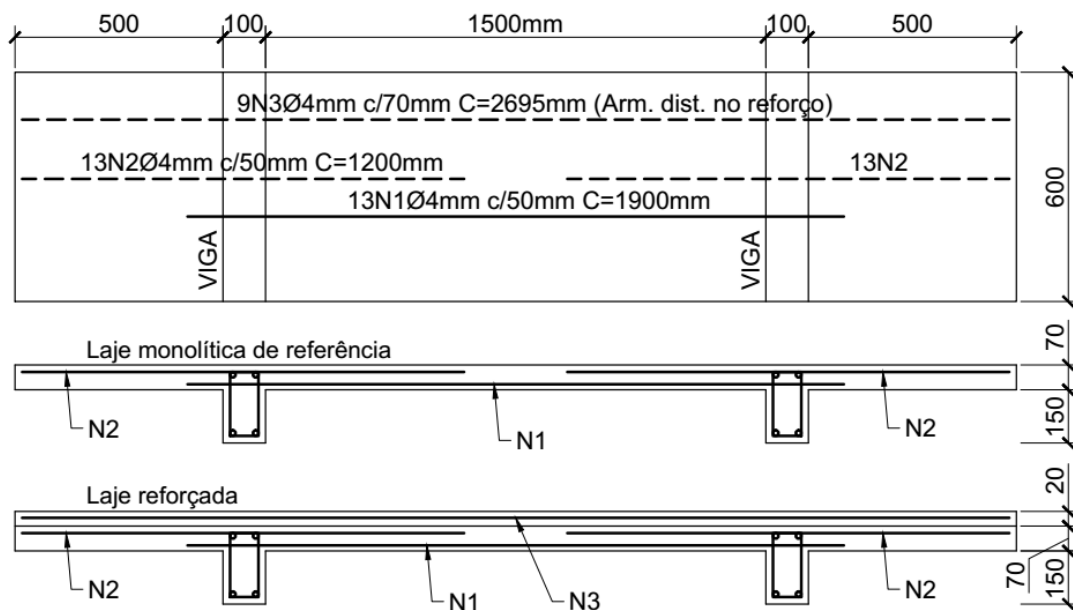


Figura 2.21: Detalhamento das lajes ensaiadas (AYKAC *et al.*, 2016).

Na superfície do substrato realizou-se um apicoamento com martelo e ponteira, seguido de uma limpeza. Os conectores de cisalhamento foram distribuídos com três

espaçamentos diferentes: 100mm, 200mm e 300mm. A nomenclatura adotada para cada amostra e suas características são apresentadas na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Nomenclatura e características das lajes.

Amostra	Deformações do pré-carregamento	Espaçamento entre conectores de cisalhamento (mm)	Resistência do concreto (MPa)		
			Substrato	Reforço	
Trecho em balanço	MLC	-	20	-	
	MLR	-	20	-	
	1SC	-	20	18	
	1RC	Recuperada	20	18	
	2SC	-	200	23	8
	2RC	Recuperada	200	23	8
	3SC	-	100	20	17
	3RC	Recuperada	100	20	17
	4SC	-	300	25	18
	4RC	Mantida	300	25	18
	5SC	-	300	27	22
	5RC	Recuperada	300	27	22
Trecho bi apoiado	MI	-	20	-	
	1RI	Recuperada	20	18	
	2RI	-	200	23	8
	3RI	Recuperada	100	20	17
	4RI	Mantida	300	25	18
	5RI	Recuperada	300	27	22

Fonte: Aykac *et al.* (2016).

No pré-carregamento ao qual algumas lajes foram submetidas, aplicou-se uma carga próxima da capacidade resistente da laje original, mas sem causar escoamento da armadura ou esmagamento do concreto. Após esse pré-carregamento, as lajes, exceto as 4RC e 4RI, tiveram seus deslocamentos verticais eliminado por meio de macaqueamento.

Os valores de momento último e tensão de cisalhamento nas interfaces experimentais e teóricos de todas as lajes ensaiadas por Aykac *et al.* (2016) são apresentados na Tabela 2.7. A laje reforçada 2RI, durante o ensaio, sofreu um descolamento da armadura longitudinal devido à pequena espessura do cobrimento.

Tabela 2.7: Resultados dos ensaios das lajes.

Amostra	$M_{Exp.}$ (kN.m)	M_{Teo} (kN.m)	M_{Exp}/M_{Teo}	$\tau_{Exp.}$ (MPa)	τ_{Rd}		
					ACI 318	MC 2010	
Trecho em balanço	MLC	3,17	3,41	0,93	-	-	
	MLR	3,17	3,41	0,93	-	-	
	1SC	3,56	3,42	1,04	0,114	0,550	0,675
	1RC	3,69	3,42	1,08	0,114	0,550	0,675
	2SC	3,38	3,45	0,98	0,103	0,550	0,780
	2RC	3,38	3,45	0,98	0,103	0,550	0,780
	3SC	3,24	3,40	0,95	0,101	0,550	0,784
	3RC	3,31	3,40	0,97	0,103	0,550	0,784
	4SC	3,44	3,49	0,99	0,104	0,550	0,861
	4RC	3,15	3,49	0,91	0,095	0,550	0,861
	5SC	3,38	3,50	0,97	0,102	0,550	0,913
	5RC	3,24	3,50	0,93	0,098	0,550	0,913
Trecho bi apoiado	MI	2,53	2,73	0,93	-	-	
	1RI	2,19	2,67	0,82	0,254	0,550	0,569
	2SI	4,25	-	-	-	-	-
	3RI	2,10	2,66	0,79	0,238	0,550	0,688
	4RI	3,45	2,68	1,29	0,283	0,550	0,596
5RI	2,69	2,75	0,98	0,223	0,550	0,733	

Fonte: Aykac *et al.* (2016).

Os autores concluíram que:

- a) a adição de uma camada de concreto como reforço mostrou ser uma técnica eficiente, já que todas as lajes reforçadas alcançaram a capacidade de carga da laje monolítica com pequenas diferenças, exceto a 2RI, que falhou devido o descolamento da armadura longitudinal, em razão do cobrimento insuficiente;
- b) as lajes pré-carregadas e retornadas à condição indeformada antes do reforço, alcançaram a carga última depois de excessiva deformação;
- c) todas as lajes apresentaram comportamento monolítico e as tensões de cisalhamento na interface obtidas nos ensaios foram menores que as resistentes calculadas segundo as normas (ruptura por flexão).

2.3. Estudos sobre aderência entre camadas de concreto de diferentes idades em peças submetidas à flexão

2.3.1. Loov e Patnaik (1994)

Com o objetivo de analisar a resistência ao cisalhamento horizontal em vigas compostas de concreto armado, Loov e Patnaik (1994) ensaiaram 16 vigas de concreto armado com seção “T” e bi apoiadas. Num grupo, variou-se a taxa de armadura cruzando a interface e manteve-se a resistência à compressão do concreto em 35MPa (vigas 1 a 12). Em outro grupo, variou-se a resistência à compressão do concreto e manteve-se o valor de $\rho_v f_y$ em 0,8MPa (vigas 13 a 16), sendo ρ_v a taxa de armadura cruzando a interface. As dimensões e características das vigas ensaiadas são apresentadas na Figura 2.22 e na Tabela 2.8, respectivamente.

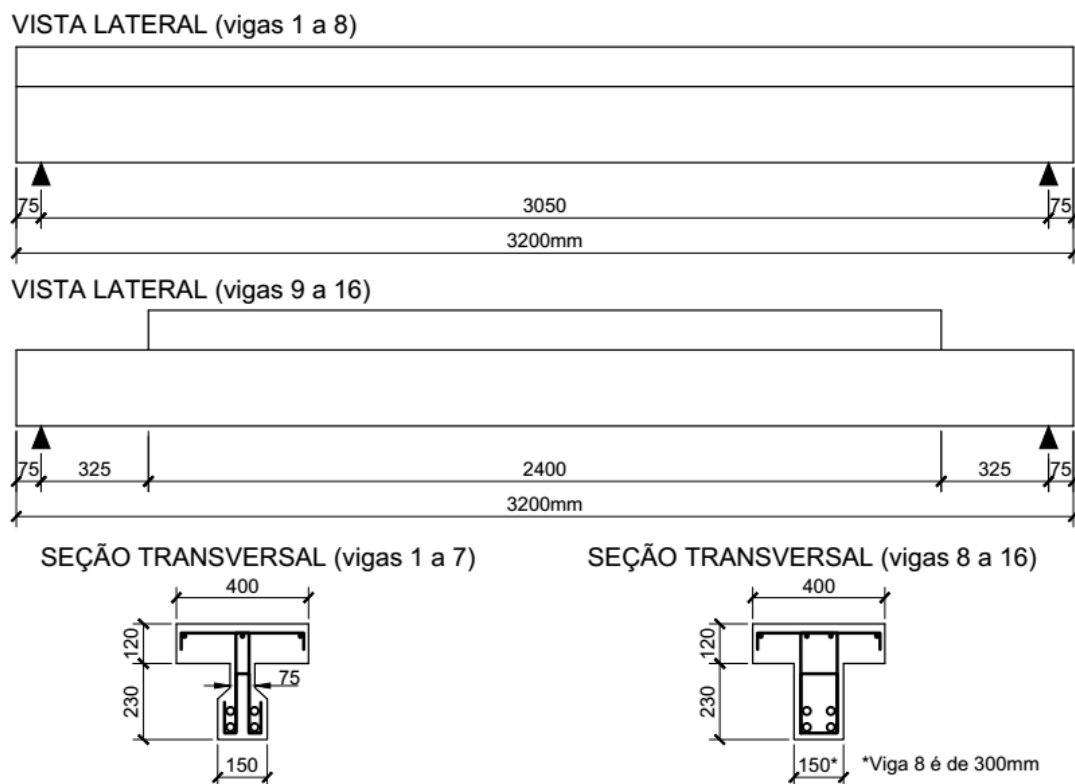


Figura 2.22: Dimensões das vigas ensaiadas (LOOV e PATNAIK, 1994).

Tabela 2.8: Característica das vigas ensaiadas.

Viga	f_c (MPa)	A_s (mm ²)	Dist. entre estribos na interface (mm)	Tensão de escoamento da armadura (MPa)		$\rho_v f_y$ (MPa)
				Long.	Trans.	
1	37,4	2000	190	497	438	4,36
2	34,9	1600	500	454	438	1,66
3	30,5	2000	300	454	432	2,73
4	34,7	2565	135	334	430	6,03
5	34,8	1600	500	454	430	1,63
6	37,1	1600	500	454	428	1,62
7	35,8	2400	135	497	432	6,06
8	35,6	1600	500	454	407	0,77
9	37,1	2000	500	431	428	1,62
10	37,6	2000	500	431	409	0,77
11	32,7	2500	500	497	420	0,40
12	34,6	2800	100	455	408	7,72
13	19,2	2000	500	431	431	0,82
14	19,6	2000	500	431	431	0,82
15	44,0	2000	500	431	420	0,80
16	48,3	2000	500	431	420	0,80

Fonte: Loov e Patnaik, 1994.

As vigas foram concretadas em duas etapas, primeiro a alma e três dias depois a mesa. Para aumentar a rugosidade do substrato, os agregados graúdos foram deixados exposto, criando uma superfície rugosa com agregados graúdos salientes e firmemente aderidos ao substrato.

As vigas foram intencionalmente dimensionadas para que a ruptura se desse por deslizamento na interface. Com relação ao esquema estático, todas eram bi apoiadas e solicitadas por uma carga concentrada no meio do vão

Os autores verificaram que o deslizamento entre a alma e a mesa foi insignificante para tensões de cisalhamento na interface de até 1,5MPa, devido à aderência do concreto, e que somente após a perda dessa aderência as armaduras de costura começaram a ser solicitadas, sendo essa solicitação mínima nas barras localizadas no meio do vão e crescente à medida que elas se aproximavam dos apoios. Os autores constataram ainda que o escoamento das barras que cruzavam a interface só foi alcançado para valores de deslizamento da ordem de 0,5mm.

A Figura 2.23 apresenta as cargas correspondentes aos deslizamentos na interface de 0,13mm e 0,5mm e para a ruptura.

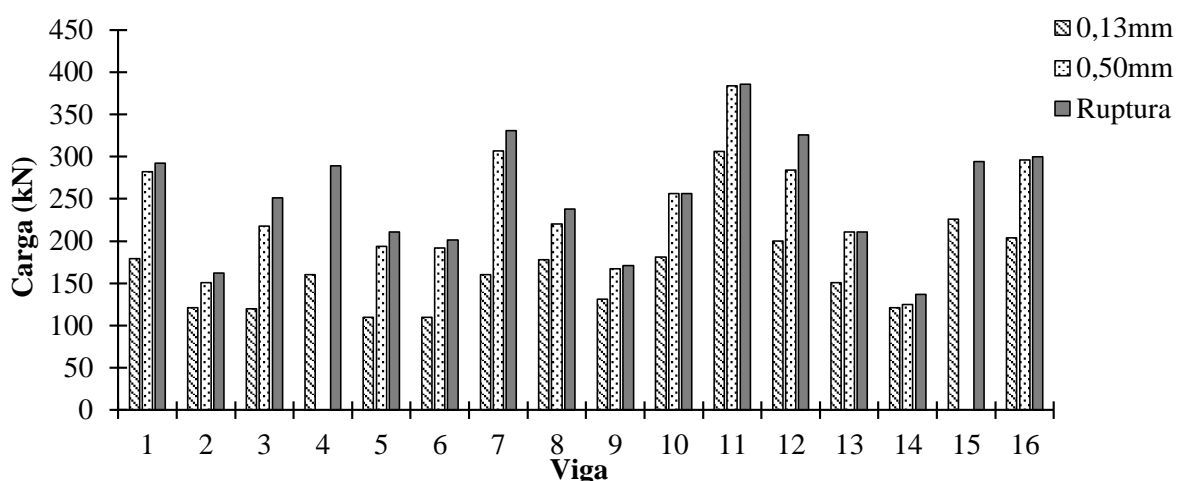


Figura 2.23: Cargas das vigas ensaiadas correspondentes aos deslizamentos na interface de 0,13mm e 0,50mm e para a ruptura (LOOV e PATNAIK, 1994).

Foi sugerida uma expressão aproximada para determinar a resistência ao cisalhamento da interface que leva em consideração a taxa de armadura cruzando a interface e a resistência à compressão do concreto.

2.3.2. Araújo (1997)

Araújo (1997) pesquisou o cisalhamento na interface alma-mesa de vigas com seção “T”. Levantou os modelos analíticos, empíricos e recomendações normativas até então propostos para determinar da resistência ao cisalhamento da interface e também realizou ensaios de vigas compostas de seção transversal “T”, comparando no final os resultados experimentais com os obtidos segundo os modelos levantados.

No seu programa experimental foram ensaiadas três vigas de concreto armado de 3,05m de comprimento, cujo detalhamento é mostrado na Figura 2.24. O objetivo principal dos ensaios era avaliar a influência do arranjo da armadura transversal na resistência ao cisalhamento da interface.

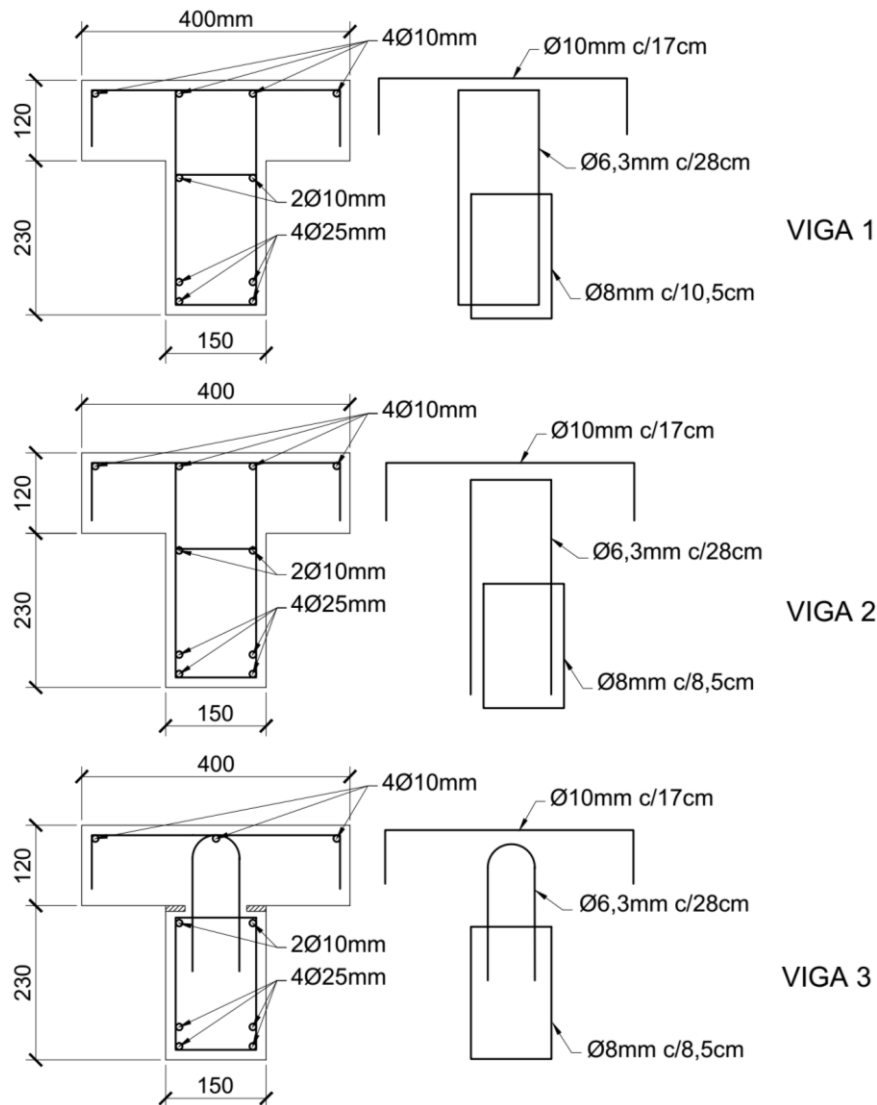


Figura 2.24: Detalhamento das vigas ensaiadas (ARAÚJO, 1997).

As vigas foram moldadas em duas etapas, primeiro as almas e três dias depois as mesas. A superfície do substrato foi limpa com ar comprimido e umedecida. Na viga 3, em uma faixa de 3cm de largura de cada lado da superfície de contato, foi aplicada uma fita isolante para impedir a aderência entre a alma e a mesa, buscando simular a falta de aderência na superfície de contato entre as vigas pré-moldadas e as pré-lajes utilizadas em construções compostas.

O concreto utilizado na alma das vigas 1, 2 e 3 tinham resistência à compressão de 48MPa, 43MPa e 44MPa, respectivamente, e na mesa 40MPa, 42MPa e 42MPa, respectivamente. O aço utilizado nas armaduras foi o CA50 com tensão de escoamento de 650MPa.

A carga de ruptura obtida nos ensaios das vigas 1, 2 e 3 foram 420kN, 392kN e 250kN, respectivamente. Nas vigas 1 e 2 o início da fissuração da interface se deu com aproximadamente 58% da carga de ruptura e na viga 3 com 88% da carga de ruptura. Todas as vigas romperam por cisalhamento na interface alma-mesa. As vigas 1 e 2 tiveram ruptura dúctil com intensa fissuração da alma, enquanto a viga 3 teve ruptura abrupta com pouca fissuração da alma.

Com base nos resultados do seu estudo, o autor chegou à conclusão de que:

- a) uma parcela significativa da resistência na interface é dada pela adesão;
- b) a armadura de costura em forma de estribos abertos ou fechados, com largura igual a dos estribos da alma, apresentaram comportamento semelhante;
- c) a diminuição da largura de contato da ligação alma-mesa reduziu a resistência da viga e provocou uma ruptura abrupta, devendo haver portanto, uma relação mínima entre a largura da alma e a largura da ligação alma-mesa;
- d) para altas taxas de armadura cruzando a interface a norma brasileira tende a fornecer resultados de resistência ao cisalhamento superiores aos dos ensaios, quando um limite máximo para essa resistência não é estabelecido.

2.3.3. Perez *et al.* (2008)

O trabalho realizado por Perez *et al.* (2008) investigou experimentalmente a influência da rugosidade da superfície de contato entre camadas de concreto de diferentes idades na resistência ao cisalhamento da ligação. Foram ensaiadas 25 vigas de concreto armado, simplesmente apoiadas e carregadas no meio do vão com cargas estáticas e cíclicas (Figura 2.25). Quatro tipos diferentes de preparação do substrato foram estudados: escarificação (SCA), jateamento de areia (SAB), apicoamento com martelo pneumático (PJ7S) e jateamento com água sob alta pressão (HYD). Também foi moldada uma viga de referência semelhante as demais, no entanto, concretada em uma única etapa. A rugosidade de cada superfície foi quantificada por meio de análise por imagem e nenhum tipo de armadura de costura foi utilizado na interface.

A camada de reforço foi executada três meses após a concretagem do substrato e os ensaios foram realizados 3 meses após a execução do reforço. A cura das vigas foi realizada em câmara úmida com umidade relativa do ar de 85% e temperatura em 20°C.

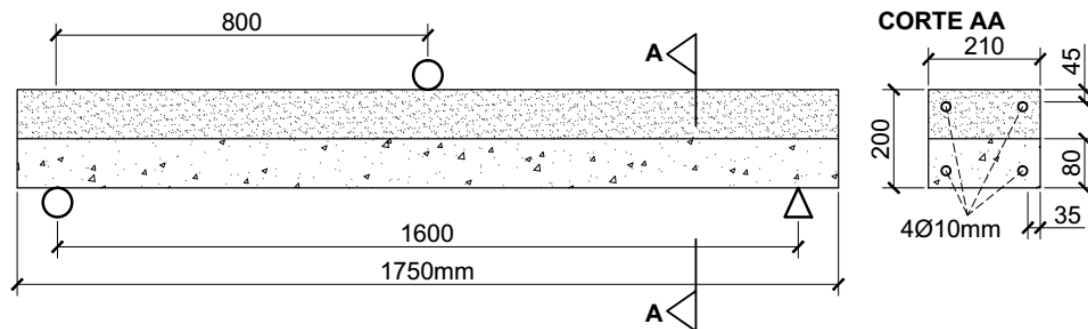


Figura 2.25: Detalhamento das vigas ensaiadas (PEREZ *et al.*, 2008).

No ensaio com carga cíclica, previa-se aplicar 500000 ciclos de carga e descarga com uma frequência de 10Hz e com a carga variando entre 2,5kN e 25kN, valores de cargas máxima e mínima definidos com base nos ensaios com carregamento monotônico previamente realizados.

Os resultados obtidos mostraram que o jateamento com água e o apicoamento com martelo pneumático produziram uma superfície aproximadamente 10 vezes mais rugosa que a escarificação e o jateamento com areia. Testes de arrancamento mostraram que todos os tipos de superfícies testados alcançaram resistência ao arrancamento maior que 1,5MPa, que é o valor mínimo estipulado por algumas recomendações. No entanto, a superfície com maior rugosidade, que foi a apicoada com martelo pneumático, teve a menor resistência ao arrancamento mostrando que a maior rugosidade da superfície não implica em maior resistência ao arrancamento. As amostras submetidas ao ensaio estático apresentaram comportamento análogo ao da amostra monolítica, mas nenhuma viga reforçada teve carga última maior que a da viga monolítica. Os resultados dos ensaios estáticos são apresentados na Figura 2.26. Com exceção das vigas com superfície escarificada, que romperam por cisalhamento na interface, todas romperam por flexão.

Nos ensaios com carga cíclica, todas as vigas romperam antes de completar os 500000 ciclos de carga planejados. As vigas reforçadas PJ7S, SBA e HYD não indicaram deslizamento entre as camadas de concreto e a ruptura se deu por fadiga da armadura tracionada. Já as vigas reforçadas SCA apresentaram deterioração da aderência entre as camadas com os ciclos de carga levando a peça à ruptura, alertando que para a condição de carga cíclica a adesão pode ser fragilizada colocando em risco a segurança do elemento reforçado, caso não se disponha de conectores de cisalhamento. A Figura 2.27 apresenta os resultados dos ensaios com carga cíclica.

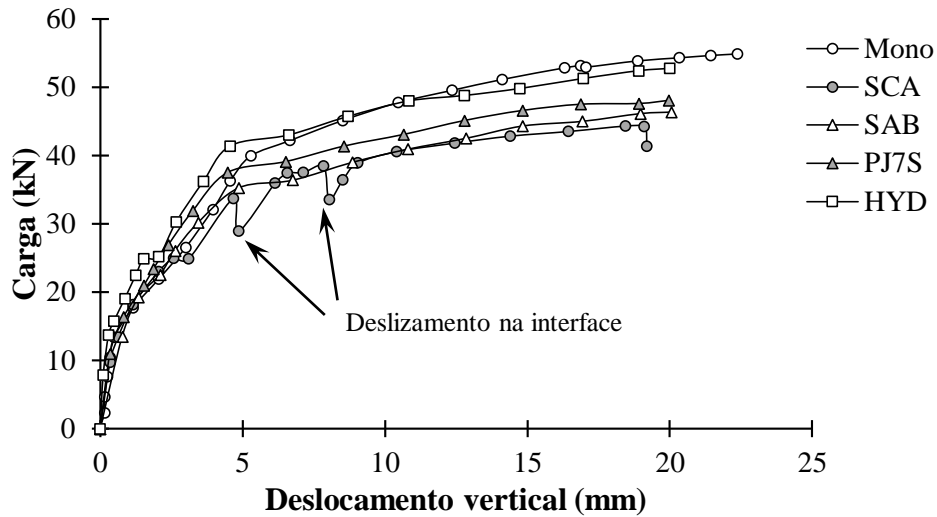


Figura 2.26: Resultados dos ensaios estáticos (PEREZ *et al.*, 2008).

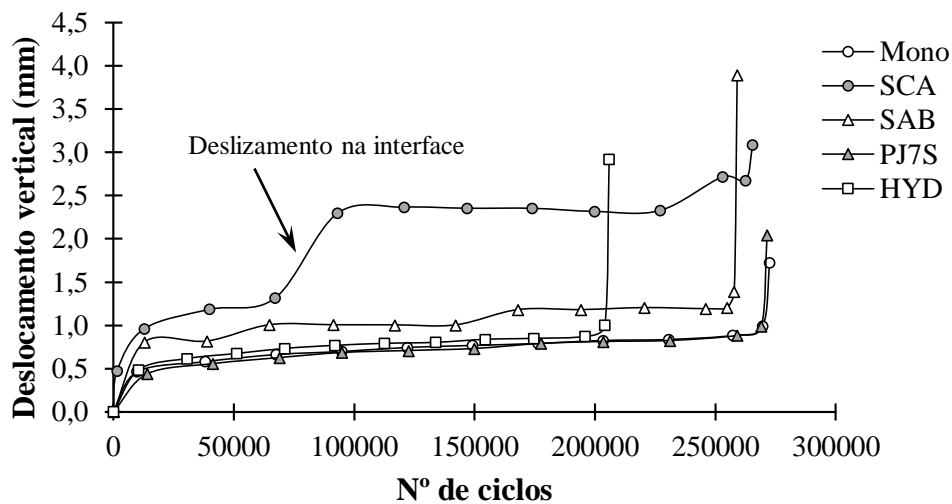


Figura 2.27: Deslocamento vertical no meio do vão em função do número de ciclos (PEREZ *et al.*, 2008).

Os autores concluíram que o aumento da rugosidade não implica necessariamente em aumento da resistência ao arrancamento e que o aumento da resistência ao arrancamento não implica que a estrutura venha a tender a ter um comportamento monolítico.

2.3.4. Mahmoud *et al.* (2013)

O trabalho desenvolvido por Mahmoud *et al.* (2013) estudou experimentalmente o cisalhamento na interface alma-mesa de viga composta de concreto armado com seção “T”. Foram ensaiadas sete amostras com diferentes taxas de armaduras cruzando a interface.

Das sete vigas ensaiadas, apenas uma foi construída em uma etapa (B01); as demais foram construídas em duas, primeiro a alma e posteriormente a mesa. O detalhamento das vigas é apresentado na Figura 2.28. A tensão de escoamento dos conectores de cisalhamento das vigas B02, B04 e B06 era de 548MPa e a dos conectores das vigas B03, B05 e B05 era de 640MPa.

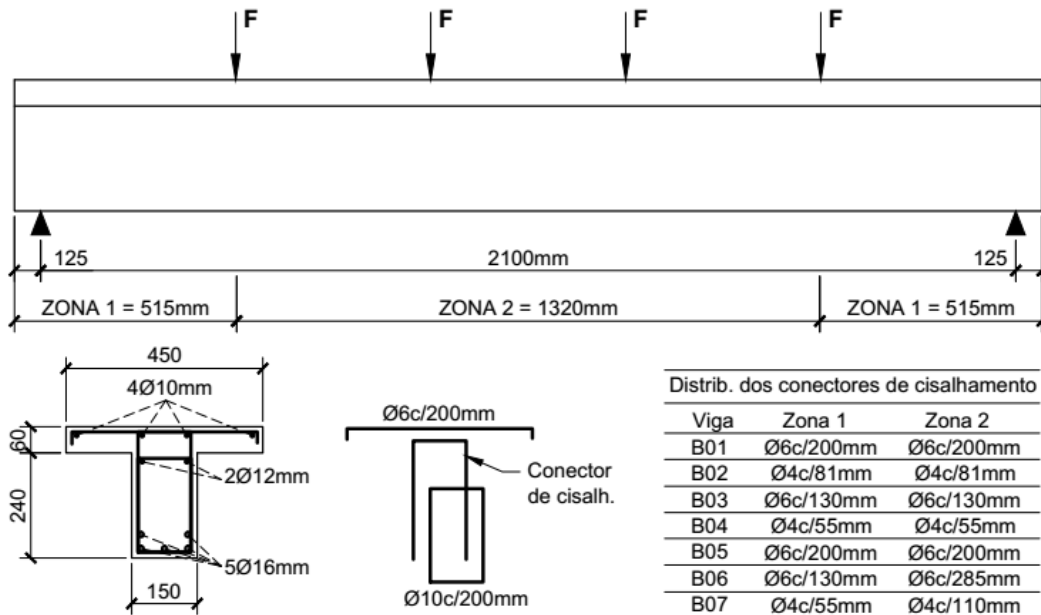


Figura 2.28: Vista lateral e detalhamento das vigas ensaiadas (MAHMOUND *et al.*, 2013).

As vigas, ensaiadas na condição bi apoiadas, tiveram aplicação de carga em quatro ponto equidistantes ao longo do vão. Os resultados dos ensaios são mostrados nas Figura 2.29 e Figura 2.30.

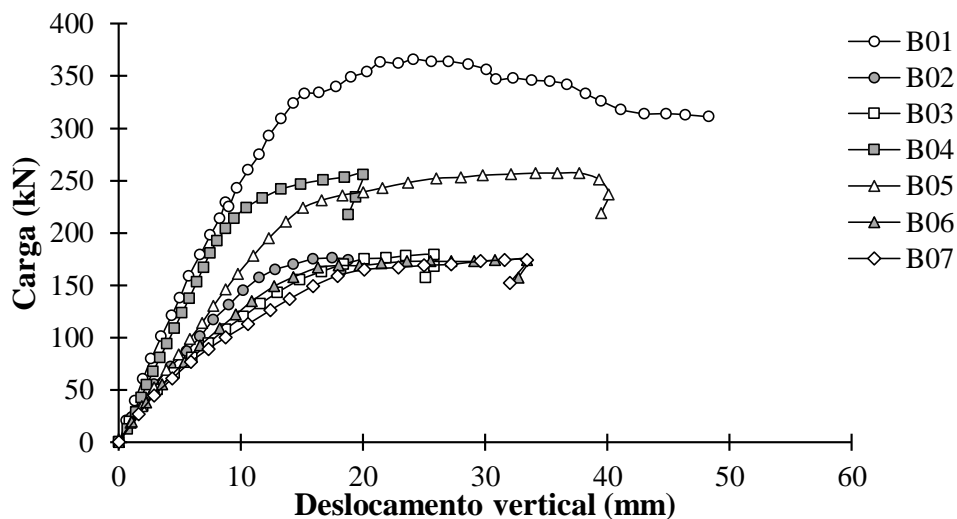


Figura 2.29: Deslocamento vertical no centro da viga em função da carga (MAHMOUND *et al.*, 2013).

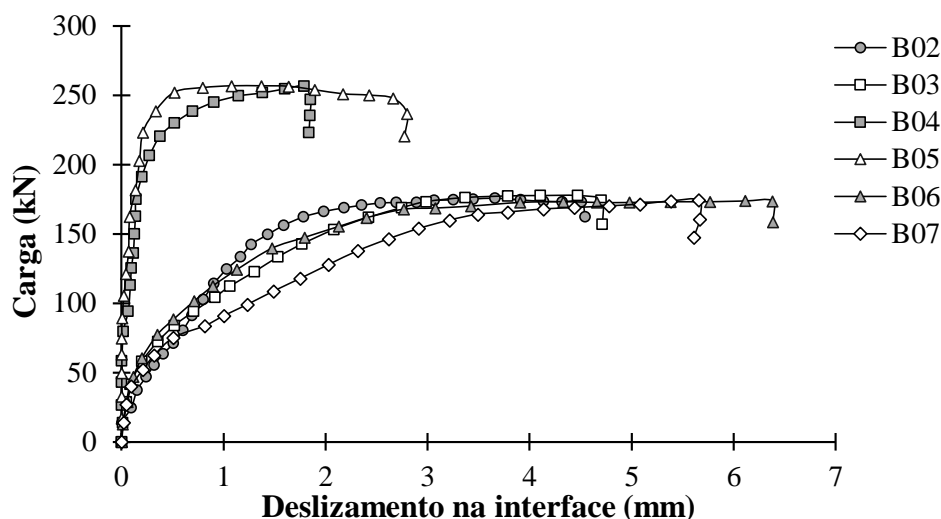


Figura 2.30: Deslizamento da interface alma-mesa em função da carga (MAHMOUND *et al.*, 2013).

Os autores concluíram que das vigas com mesma taxa de armadura cruzando a interface, apresentaram maior ductilidade as que possuíam conectores de menor diâmetro (mais conectores por metro quadrado) e que as vigas com maior concentração de conectores próximo aos apoios apresentaram maior resistência que as com conectores igualmente espaçados ao longo de todo vão.

2.4. Indicações normativas para resistência ao cisalhamento entre camadas de concretos de diferentes idades

2.4.1. ABNT NBR 9062: 2017

Segundo a ABNT NBR 9062: 2017, no item 6.3, as expressões para a tensão de cisalhamento solicitante (τ_{Sd}) e resistente (τ_{Rd}) na interface entre camadas de concreto, são as expressões (1) e (2), respectivamente.

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{md}}{a_v b} \quad (1)$$

$$\tau_{Rd} = \beta_s \frac{f_{yd} A_{sc}}{b s} + \beta_c f_{cta} < 0,25 f_{cd} \quad (2)$$

Onde:

F_{md} : é o valor médio da força de compressão ou de tração acima ou abaixo da ligação, ao longo do comprimento a_v ;

a_v : é a distância entre as seções de momentos fletores nulo e máximo;

A_{sc} : é a área da seção transversal da armadura que atravessa, perpendicularmente, a interface e que está totalmente ancorada;

f_{yd} : é a resistência de cálculo ao escoamento da armadura;

s : é o espaçamento entre as armaduras que cruzam a interface;

b : é a largura da interface;

f_{ctd} : é a resistência à tração do concreto, menor valor entre os dos dois concretos ($0,15f_{ck}^{2/3}$, com f_{ck} e f_{ctd} expressos em MPa);

f_{cd} : é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

β_s : é um coeficiente de minoração aplicado à armadura;

β_c : é um coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

No caso da superfície de ligação ser intencionalmente áspera com rugosidade entre 0,5cm e 3,0cm os valores de β_s e β_c são definidos conforme a Tabela 2.9. Para superfícies lisas ou naturalmente rugosas os valores de β_s e β_c devem ser obtidos por ensaios específicos.

Tabela 2.9: Valores dos coeficientes β_s e β_c .

A_{sc}/bs %	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

Fonte: ABNT NBR 9062: 2017.

A primeira parcela da expressão (2) corresponde à tensão normal à interface, criada pela presença da armadura de costura, que é um efeito indireto mobilizado pela tendência de deslizamento entre as camadas; a segunda representa a resistência relativa à adesão e ao engrenamento.

A ausência de conectores de cisalhamento é admitida pela norma desde que sejam atendidas simultaneamente as seguintes condições:

- $\tau_{sd} \leq \beta_c f_{ctd}$;
- a interface ocorra em região onde haja predominância da largura sobre as demais dimensões da peça;
- o plano de ligação não seja submetido a esforços normais de tração, nem a tensões alternadas proveniente de carregamentos repetidos;

- d) a superfície do substrato deve estar escovada, livre de nata de cimento e na condição saturada seca no momento da nova concretagem.

2.4.2. CEB-FIP MC 2010

No *Model Code for Concrete Structure 2010* (MC 2010), item 7.3.3.6, constam as instruções relativas a cisalhamento na interface entre concretos de diferentes idades. A tensão de cisalhamento solicitante na interface τ_{Sd} deve ser obtida pela expressão (3).

$$\tau_{Sd} = \frac{\beta V_{Sd}}{zb} \quad (3)$$

Onde:

V_{Sd} : é a força cortante solicitante;

β : é a razão entre a força longitudinal no reforço e a força longitudinal total (tração ou compressão);

z : é o braço de alavanca da seção;

E a tensão cisalhamento resistente da interface (τ_{Rd}), para interfaces sem armadura de costura é dada pela expressão (4), que leva em consideração apenas a resistência por adesão e por atrito proveniente de alguma força agindo normal à interface.

$$\tau_{Rd} = c_a f_{ctd} + \mu \sigma_n \leq 0,5v f_{cd} \quad (4)$$

Onde:

c_a : é um coeficiente para a parcela relativa à aderência entre os concretos;

f_{ctd} : é a resistência à tração do concreto, menor valor entre os dos dois concretos ($0,14f_{ck}^{2/3}$, com f_{ctd} e f_{ck} expressos em MPa);

μ : é o coeficiente de atrito;

σ_n : é a tensão de compressão proveniente de alguma força normal à interface;

v : é o coeficiente dado pela expressão $0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} < 0,55$ (com f_{ck} em MPa).

Para interface com conectores, τ_{Rd} é obtido com a expressão (5), que leva em consideração a resistência por adesão, atrito devido forças normais à interface, atrito devido a força normal oriunda da armadura e efeito de pino. Os valores de tensão para esta expressão devem estar em N/mm².

$$\tau_{Rd} = c_r f_{ck}^{1/3} + \mu \sigma_n + k_1 \rho_v f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + k_2 \rho_v \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \leq \beta_c v f_{cd} \quad (5)$$

Onde:

c_r : é o coeficiente para o efeito de intertravamento dos agregados;

k_1 : é o coeficiente para a força de tração ativada nos conectores;

k_2 : é o coeficiente para interação da resistência à flexão (tração combinada com efeito de pino);

α : é o ângulo de inclinação dos conectores em relação ao plano da ligação;

Os coeficientes das expressões (4) e (5) são função da rugosidade do substrato e um dos métodos sugeridos pelo MC 2010 para determinar essa rugosidade é o *sand patch method*, onde o parâmetro de rugosidade R_t é obtido espalhando um volume de areia V sobre o substrato em forma de círculo com diâmetro D , sendo seu valor dado pela expressão (6).

$$R_t = \frac{40V}{\pi D^2} \quad (6)$$

Os coeficientes para as diferentes rugosidades do substrato são apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10: Coeficientes para diferentes níveis de rugosidade do substrato (f_{ck} em MPa).

Rugosidade	c_a	c_r	k_1	k_2	β_c	μ	
						$f_{ck} \geq 20$	$f_{ck} \geq 35$
Muito rugosa ($R_t \geq 3,0mm$)	0,5	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0
Rugosa ($R_t \geq 1,5mm$)	0,4	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	
Lisa (superfície de concreto não tratada)	0,2	0	0,5	1,1	0,4	0,6	
Muito Lisa (superfície de concreto moldada com forma de aço, plástico ou madeira)	0,025	0	0	1,5	0,3	0,5	

Fonte: MC 2010.

Para solicitações dinâmicas e de fadiga o valor de c_a dever ser reduzido em 50% na expressão (4) e o valor de τ_{Rd} deve ser reduzido em 40% na expressão (5).

Na expressão (5) nota-se que, para superfícies muito lisas, o único mecanismo resistente considerado é o efeito de pino, as demais parcelas são nulas (c_r e $k_1 = 0$).

Ainda, segundo o MC 2010 no item 6.3.5, quando a adesão e o intertravamento dos agregados não for suficiente para resistir os esforços cisalhantes, deve-se prever uma

quantidade mínima de armadura cruzando a interface, a fim de evitar uma ruptura frágil do elemento caso a adesão seja perdida. Para lajes, a taxa mínima é dada na expressão (7).

$$\rho_{v,min} = \frac{0,12f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0005 \quad (7)$$

2.4.3. ACI 318M-14

Na ACI 318M-14, item 16.4, são apresentadas as expressões para o cálculo da força cortante resistente na interface. Nesta norma utiliza-se sempre como unidade de medida mm, mm², N e MPa.

Se a força cortante na interface (V_{Sd}) for maior que $0,75(3,5bd)$, onde d é a altura útil da seção, a força resistente (V_{Rd}) deve ser determinada com a expressão (8), que leva em consideração apenas a força de atrito oriunda da tensão normal mobilizada pela armadura de costura.

$$V_{Rd} = 0,75\mu A_{sc}f_{yd} \quad (8)$$

O valor do coeficiente de atrito recomendado é de 1,0 para substrato de concreto intencionalmente rugoso, com rugosidade máxima aproximadamente de 6,0mm ou de 0,6 para substrato de concreto não intencionalmente rugoso.

Se $V_{Sd} \leq 0,75(3,5bd)$, V_{Rd} para substrato de concreto intencionalmente rugoso e com rugosidade máxima de aproximadamente 6,0mm deve ser obtido com a expressão (9), que leva em consideração tanto a adesão quanto o atrito.

$$V_{Rd} = menor \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \left(1,8 + 0,6 \frac{f_{yd}A_{sc}}{bs} \right) bd \\ 0,75(3,5bd) \end{array} \right. \quad (9)$$

Para substrato de concreto não intencionalmente rugoso, deve-se utilizar a expressão (10).

$$V_{Rd} = 0,75(0,55bd) \quad (10)$$

Essa norma também recomenda limitar V_{Rd} a uma força máxima, determinada conforme a expressão (11).

$$V_{Rd} = menor \left\{ \begin{array}{l} 0,2f_{cd}A_c \\ (3,3 + 0,08f_{cd})A_c \\ 11A_c \end{array} \right. \quad (11)$$

Onde:

A_c : é a área da superfície de concreto onde ocorre a transferência de cisalhamento.

Em relação ao detalhamento da armadura de costura, a norma orienta que seja adotada uma armadura mínima cruzando a interface ($A_{sc,min}$), nos casos em que a adesão não for suficiente, dada de acordo com a expressão (12) e também recomenda limitar o espaçamento máximo entre os conectores de cisalhamento em 600mm ou quatro vezes a menor dimensão do elemento de suporte.

$$A_{sc,min} = maior \begin{cases} 0,062 \sqrt{f_{cd}} \frac{bs}{f_{yd}} \\ 0,35 \frac{bs}{f_{yd}} \end{cases} \quad (12)$$

2.5. Considerações gerais

A revisão bibliográfica realizada mostra que o reforço de lajes e vigas, com a adição de uma camada de concreto na face superior, tem sido foco de apenas alguns trabalhos e que este método de reforço é eficiente quando o comportamento monolítico da peça reforçada é garantido.

Nos trabalhos que abordaram o reforço de vigas, mesmo nos casos de cargas não cíclicas, verificou-se que na ausência dos conectores o comportamento monolítico da peça nem sempre pode ser garantido, principalmente para níveis de carga próximos da ruptura.

Entre os pesquisadores que estudaram o reforço em lajes não existe consenso sobre a necessidade de conectores na interface laje-reforço. Alguns acreditam que a grande superfície de contato entre as camadas de concreto na laje cria aderência suficiente para a transmissão das tensões cisalhantes, dispensando, dessa forma, as armaduras de costura. No entanto, praticamente não existem trabalhos experimentais em peças com idades avançadas e com carga cíclica, que são dois fatores importantes no que tange a aderência entre as camadas de concreto (retração diferencial entre as camadas de concreto e fadiga da ligação).

Com relação à resistência ao cisalhamento na ligação entre camadas de concreto de diferentes idades, além dos trabalhos realizados em elementos compostos submetidos à flexão citados no item 2.3, existem outros que também pesquisaram esse assunto a partir de ensaios *push-off*. O trabalho de Santos e Júlio (2012) traz uma extensa revisão bibliográfica dos principais trabalhos realizados sobre esse assunto entre a 1960 e 2009, onde, de uma maneira geral, observa-se que as expressões propostas para o cálculo da tensão de cisalhamento resistente na interface são semelhantes, uma vez que se baseiam na mesma teoria (atrito-cisalhamento ou bielas e tirantes).

Os trabalhos realizados mostram que a taxa de armadura cruzando a interface, a rugosidade do substrato e a resistência à compressão dos concretos são os principais parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento da ligação entre concretos. Mostram também que elementos estruturais formados por seções compostas de concreto que não possuem armadura de costura na interface, quando sujeitos à flexão apresentam ruptura frágil se a adesão for perdida.

As instruções normativas, resumidas no item 2.4, limitam as tensões de cisalhamento resistentes na interface entre concretos a uma fração da menor resistência dos concretos e permitem a não colocação de conectores de cisalhamento, desde que sejam satisfeitas algumas condições. Além de diferença nas expressões dadas para avaliação da resistência ao cisalhamento, existe diferença quanto à classificação da rugosidade da superfície, sendo que o MC 2010 apresenta uma classificação mais detalhada. Destaca-se que os efeitos da retração diferencial entre as camadas de concreto não é levado em consideração por nenhuma dessas recomendações.

Em algumas expressões recomendadas pelas normas, quando a resistência por adesão não é considerada as expressões reduzem-se à parcela $c\rho_y f_{yd}$, onde $c < 1$ é o produto dos coeficientes considerados em cada norma que variam em função da rugosidade da superfície. A expressão fica, portanto, semelhante as dos critérios de resistência de Tresca e Von Mises para ruptura por corte de conectores de aço.

3. METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia proposta nesse trabalho para determinar a resistência de lajes reforçadas com adição de uma camada de concreto se divide em três etapas: a primeira consiste em verificar a viabilidade técnica do reforço, a segunda avalia a resistência da laje reforçada em função da espessura do reforço adotada e a terceira trata do dimensionamento dos conectores de cisalhamento na ligação laje-reforço.

3.1. Viabilidade técnica

Para que a aplicação do reforço seja viável tecnicamente, é necessário que exista na laje uma taxa de armadura que permita aumentar a altura útil sem desprezitar a taxa mínima de armadura estabelecida pela ABNT NBR6118:2014. O reforço deve também possuir uma espessura que permita a inserção e ancoragem dos conectores de cisalhamento e de armadura de flexão, como por exemplo, armaduras negativas nas regiões de momento fletor negativo.

3.2. Determinação da resistência da laje reforçada

De posse do detalhamento da laje a ser reforçada, das propriedades mecânicas dos materiais que a compõem e das cargas atuantes, é possível determinar o estado de tensões da mesma antes de ser reforçada utilizando as equações da teoria da elasticidade e as propriedades da seção homogeneizada (Figura 3.1) usando as expressões (13), (14) e (15).

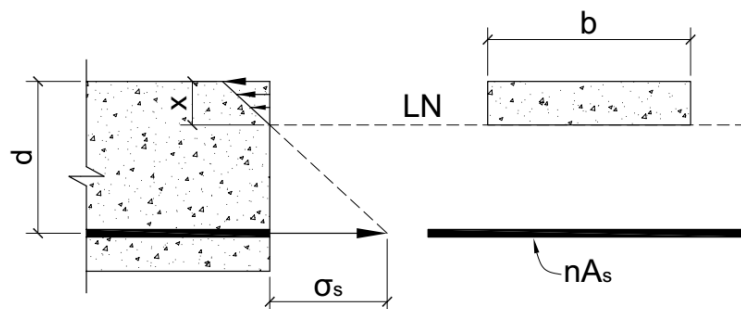


Figura 3.1: Distribuição das tensões normais e vistas frontal da seção homogeneizada da faixa de laje sem reforço.

$$x = \frac{-nA_s + \sqrt{n^2 A_s^2 + 2nA_s b d}}{b} \quad (13)$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 \quad (14)$$

$$\sigma_s = \frac{M_1^+(d-x)n}{I} \quad (15)$$

Sendo que x é a profundidade da linha neutra, n é a razão entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto, d é a distância entre a fibra mais comprimida do concreto e o centroide da seção da armadura tracionada da laje, I é o momento de inércia da seção homogeneizada, σ_s é a tensão na armadura positiva e M_1^+ é o momento fletor positivo que atua na laje durante a execução do reforço.

Com a tensão na armadura conhecida, determina-se a reserva de tensão na armadura de flexão ($\sigma_{s,r}$) com a expressão (16).

$$\sigma_{s,r} = f_{yd} - \sigma_s \quad (16)$$

A reserva de tensão do aço é diretamente proporcional ao aumento da resistência da laje após o reforço. Quanto menos solicitada estiver a laje durante a execução do reforço, maior será a reserva de tensão da armadura e, conseqüentemente, maior será a eficiência do reforço. O ideal é que durante a execução do reforço a laje esteja submetida somente ao seu peso próprio.

Após a cura do reforço, a carga aplicada na laje passará a ser resistida pelo binário formado pelas forças da camada de reforço e da armadura de flexão, ver Figura 3.2.

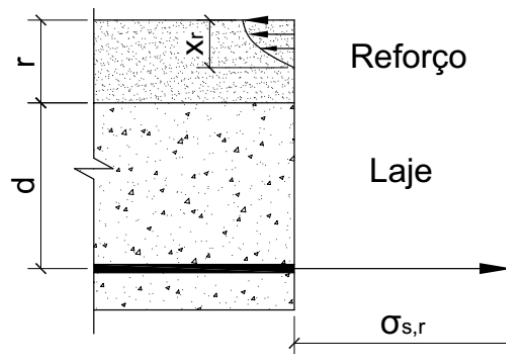


Figura 3.2: Distribuição das tensões normais na laje reforçada.

A partir das equações de equilíbrio da seção reforçada, determina-se a nova profundidade da linha neutra (x_r) com a expressão (17) e o momento fletor resistente referente à adição do reforço (M_2^+) usando a expressão (18).

$$x_r = \frac{A_s(f_{yd} - \sigma_s)}{0,8b\eta f_{cd}} \quad (17)$$

$$M_2^+ = A_s(f_{yd} - \sigma_s)(d + r - 0,5\lambda x_r) \quad (18)$$

Onde, η é o coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto devido a fluência ($\eta = 0,85$), r é a espessura da camada de reforço e λ é um parâmetro relativo a distribuição de tensões no concreto de valor igual a 0,8 para concretos de $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ou $0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, para $f_{ck} > 50\text{MPa}$.

O momento fletor positivo resistente da laje reforçada ($M_{Rd,r}$) é a soma de M_1^+ e M_2^+ , sendo que o acréscimo de momento fletor positivo gerado pela adição do reforço é dado pela expressão (19), onde M_{Rd} é o momento resistente da laje não reforçada.

$$\Delta M^+ = M_{Rd,r} - M_{Rd} \quad (19)$$

Caso a laje apresente alguma região com momento negativo, torna-se necessário aumentar a resistência à flexão dessa região, pois o acréscimo de carga Δq que gera ΔM^+ também irá gerar ΔM^- . Para aumentar a resistência à flexão das regiões com momento fletor negativo pode-se adicionar armadura negativa ($A'_{s,r}$) na camada de reforço, como ilustra a Figura 3.3.

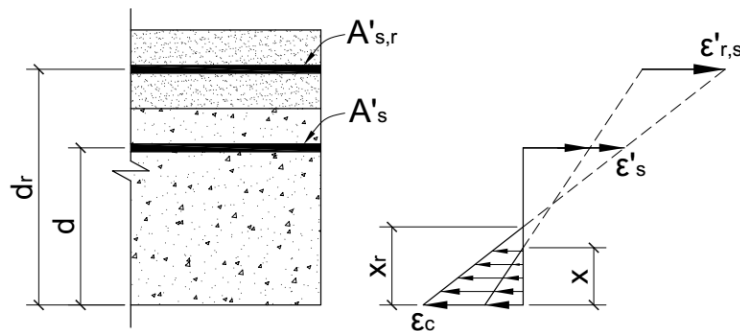


Figura 3.3: Distribuição das deformações da seção em regiões de momento fletor negativo.

Para encontrar x_r em seções com momentos negativos é necessário realizar um processo iterativo. Como ponto de partida sugere-se adotar para x_r o valor obtido a partir das expressões (20) e (21), respectivamente, que consideram que a relação entre x_r e x é proporcional ao aumento de resistência à flexão da seção.

$$x = \frac{A'_s f_{yd}}{0,8b\eta f_{cd}} \quad (20)$$

$$x_r \cong \left(1 + \frac{\Delta M^-}{M_{Rd}^-}\right) x \quad (21)$$

Calcula-se então a área de aço a ser adicionada no reforço ($A'_{s,r}$) conforme a expressão (22).

$$A'_{s,r} \cong \frac{\Delta M^-}{f_{yd}(d'_r - 0,4x_r)} \quad (22)$$

Para verificar se a estimativa da profundidade da linha neutra está aceitável, calcula-se uma nova profundidade da linha neutra da seção reforçada (x'_r) de acordo com a expressão (23), que é baseada no equilíbrio das forças internas da seção.

$$x'_r = \frac{(A'_s + A'_{s,r})f_{yd}}{0,8b\eta f_{cd}} \quad (23)$$

Se $|x'_r - x_r| < 0,01d$, as estimativas de x_r e $A'_{s,r}$ estão admissíveis. Caso contrário, deve-se fazer $x_r = x'_r$ e calcular novamente $A'_{s,r}$ com a expressão (22), o processo deve ser repetido até que o critério de parada seja satisfeito. Destaca-se que este processo iterativo é de rápida convergência.

3.3. Conectores de cisalhamento

Para garantir o comportamento monolítico da seção reforçada deve-se distribuir conectores de cisalhamento cruzando a interface laje-reforço e para dimensioná-los é necessário conhecer a tensão cisalhante solicitante.

Elementos compostos sem aderência na interface entre as partes que os formam, quando submetidos à flexão, trabalham como duas peças independentes, como mostra a Figura 3.4, acarretando deslizamento entre as camadas de concreto δ .

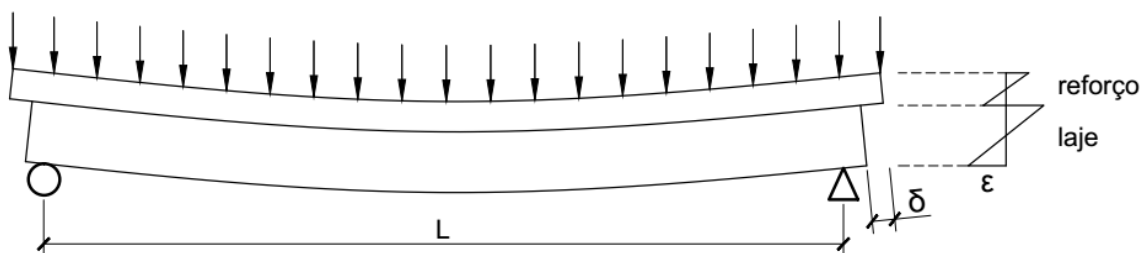


Figura 3.4: Vista lateral de uma faixa de laje reforçada sem aderência na interface laje-reforço.

Em peças com comportamento monolítico, a aderência existente entre as camadas impede esse comportamento independente e o deslizamento deixa de existir. Neste caso, a resultante das forças internas (R_C e R_T) formam um binário resistente proporcional ao momento fletor solicitante, como mostra a Figura 3.5 (a). Na região de momento máximo essas forças resultantes de tração e compressão são máximas e nulas nas regiões onde o momento fletor é nulo. A Figura 3.5 (b) ilustra a camada de reforço com seus esforços internos.

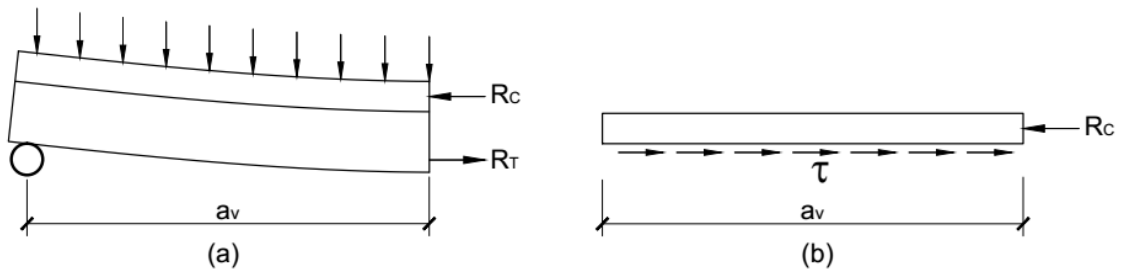


Figura 3.5: (a) vista lateral de uma faixa de laje reforçada monolítica e (b) diagrama de corpo livre da camada de reforço com os esforços internos.

Sabendo que R_C e R_T são iguais e considerando que a faixa de laje tenha uma largura b , a tensão de cisalhamento na interface pode ser obtida fazendo o equilíbrio das forças horizontais indicadas na Figura 3.5 (b), resultando na expressão (24).

$$\tau = \frac{A_s \sigma_{s,r}}{a_v b} \quad (24)$$

Esta expressão é válida tanto para trechos com momento fletor positivo quanto para trechos com momento fletor negativos. Para este último caso, basta substituir $A_s \sigma_{s,r}$ por $A'_{s,r} f_{yd}$. O comprimento a_v trata-se da distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, na peça, como mostrado na Figura 3.6.

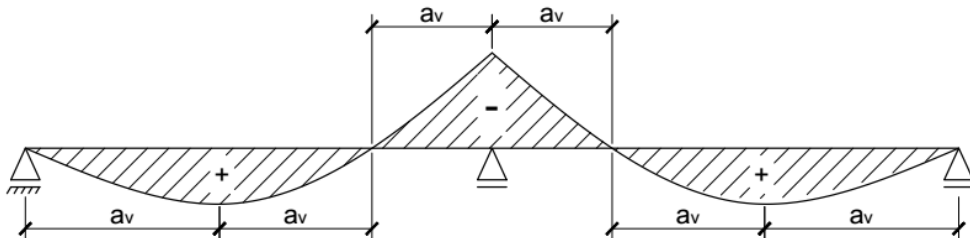


Figura 3.6: Diagrama de momento fletor de uma faixa de laje com três apoios.

Numa laje, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo é a soma vetorial das tensões de cisalhamento nas direções x e y (ver Figura 3.7), sendo seu valor obtido com a expressão (25).

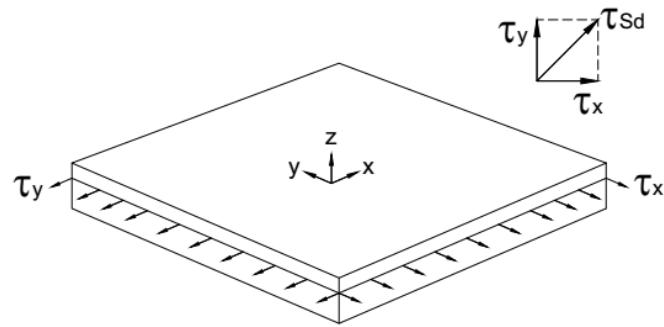


Figura 3.7: Componentes das tensões de cisalhamento nas duas direções da laje.

$$\tau_{Sd} = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} \quad (25)$$

Para o cálculo da tensão de cisalhamento resistente τ_{Rd} , recomenda-se não considerar como mecanismo resistente a adesão, já que há tendência de formação de fissura na ligação laje-reforço em razão da retração do reforço e que elementos reforçados submetidos a carregamento cíclico podem apresentar perda de aderência na ligação.

Assim, sugere-se utilizar a expressão (26), baseada no critério de ruptura de Tresca, que considera o cisalhamento sendo resistido apenas conectores e também um limite máximo para τ_{Rd} .

$$\tau_{Rd} = 0,5\rho_v f_{yd} \leq 0,25f_{cd} \quad (26)$$

Também recomenda-se prever uma quantidade mínima de armadura de costura, podendo-se utilizar, por exemplo, a taxa mínima sugerida pelo MC 2010 (expressão (7)), e limitar o espaçamento máximo entre conectores de cisalhamento, seguindo, por exemplo, o valor máximo de 60,0cm, sugerido pelo ACI 318.

O uso da armadura de costura, além de evitar uma ruptura frágil do elemento reforçado caso ocorra a perda da aderência na ligação laje-reforço, para os casos de carregamento cíclico, diminui os danos na ligação, minimiza a perda da rigidez da peça reforçada e aumenta o número de ciclos a que ela pode resistir (VAZ, 2013).

4. MODELO NUMÉRICO

O avanço computacional e dos métodos matriciais para análise estrutural nas últimas décadas, conduziu ao desenvolvimento de métodos numéricos capazes de analisar adequadamente complexos problemas de engenharia estrutural. Atualmente, o método numérico mais consolidado tanto no meio acadêmico como no meio profissional é o Método dos Elementos Finitos (MEF) (SORIANO, 2009).

A obtenção de informações sobre as técnicas e materiais de reforço por meio de ensaios laboratoriais pode ser dispendiosa e requerer considerável tempo para a obtenção de resultados. Entretanto, a modelagem numérica, devidamente calibrada, pode ser uma ferramenta útil para complementar as análises experimentais e expandir os resultados.

Para analisar as tensões nas lajes reforçadas e entender melhor seu comportamento estrutural, foi usado o MEF disponível no programa SAP2000 (desenvolvido por *Computer and Structures, Inc.*) versão 14.0, disponibilizado pela COPPE/UFRJ.

Neste capítulo, são apresentados os dados dessa análise: geometria do modelo e dos elementos finitos, propriedades dos materiais, as condições de contorno e aspectos da ligação entre a laje e o reforço.

4.1. Geometria do modelo

A geometria dos modelos analisados é apresentada na Tabela 4.1. As lajes M1 e M2 são semelhantes às ensaiadas por Pires (2003) e Ibrahim *et al.* (2014), respectivamente e foram analisadas com o intuito principal de avaliar os resultados numéricos. As demais lajes objetivaram expandir as análises para lajes de dimensões mais realistas e confirmar a tendência do comportamento estrutural.

A área de aço das lajes M3 e M4 foram dimensionadas, conforme recomenda a ABNT NBR 6118:2014, simulando a laje de um edifício residencial com sobre carga de 1,5kN/m².

Tabela 4.1: Características das lajes analisadas.

Laje	Dimensões (cm)	h (cm)	r (cm)	A_s (cm ² /m)	E_c (GPa)
M1	150x60	10,0	5,0	7,85	25,9
M2	150x50	8,0	4,0	6,28	28,0
M3	410x410	10,0	4,0	2,39	24,0
M4*	410x410	10,0	4,0	2,39	24,0

*Laje com conectores de cisalhamento.

4.2. Elementos e suas propriedades

Na modelagem das lajes foram utilizados diferentes tipos de elementos finitos, buscando-se obter resultados aceitáveis com um esforço computacional adequado aos equipamentos disponíveis. A Figura 4.1 apresenta uma vista genérica dos modelos com os diferentes elementos utilizados.

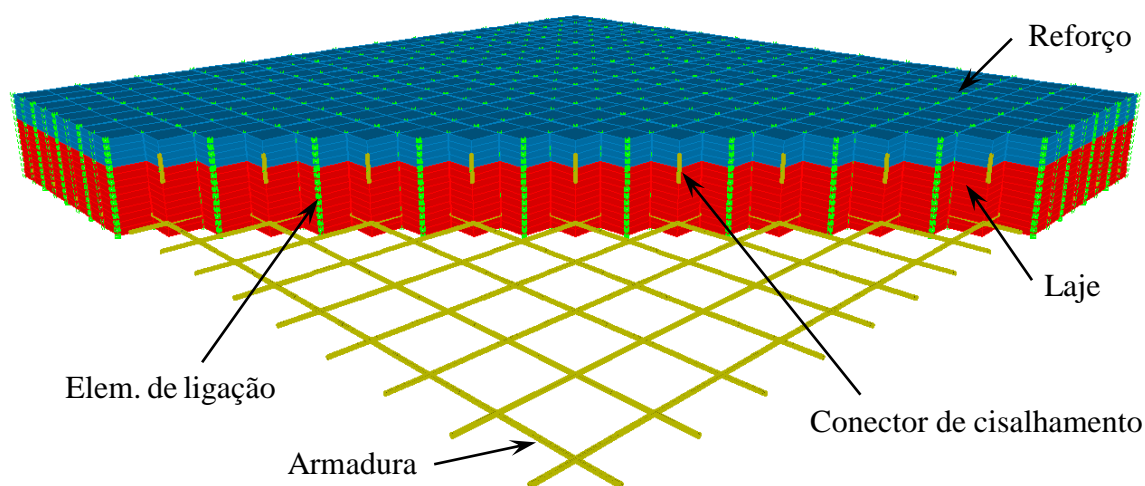


Figura 4.1: Ilustração genérica dos modelos.

4.2.1. Concreto

Para a modelagem do concreto foram utilizados elementos sólidos tridimensionais de 8 nós (*solid elements*), com seis faces quadriláteras definidas por um nó em cada extremidade, conforme Figura 4.2. Todos os nós do elemento possuem ativos três graus de liberdade, translações nas direções x , y e z , os graus de liberdade referentes às rotações são desativados.

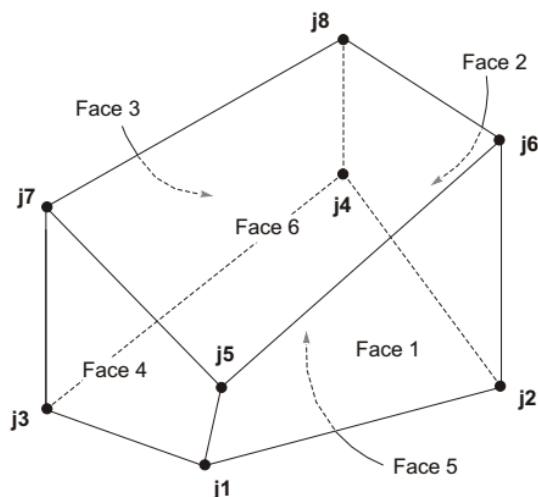


Figura 4.2: Conectividade dos nós e definição das faces do elemento sólido (COMPUTER AND STRUCTURES, INC., 2016).

Para os elementos sólidos do substrato foi atribuído o material denominado “Concreto” e para os do reforço foi atribuído o material denominado “Reforço”, ambos materiais considerados como isotrópicos de comportamento elástico-linear, com coeficiente de Poisson 0,2, peso específico de 25kN/m³ e módulo de elasticidade conforme indicado na Tabela 4.1. As demais grandezas envolvidas na definição do elemento, por não influenciarem na análise, foram mantidas como o padrão do programa, como ilustrado na Figura 4.3.

Figura 4.3: Definição das propriedades do material “Concreto” e “Reforço”.

4.2.2. Armaduras

As barras de aço da armadura de flexão e dos conectores de cisalhamento foram modeladas com elementos de barra (*frame elements*). Esses elementos são formados por uma linha reta

conectando dois nós que possuem ativos os seis graus de liberdade, translação e rotação em torno de x , y e z , como ilustra a Figura 4.4.

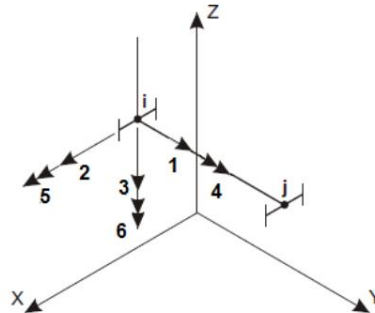


Figura 4.4: Representação do elemento de barra (COMPUTER AND STRUCTURES, INC., 2016).

Os elementos de barra foram definidos com comportamento isotrópico elástico-linear, módulo de elasticidade de 200GPa, coeficiente de Poisson 0,3 e peso específico de 78,8kN/m³. As demais grandezas envolvidas na definição do elemento, por não influenciarem na análise, foram mantidas como o padrão do programa (Figura 4.5).

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	Aço
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	78,8
Mass per Unit Volume	8,0354
Units	
KN, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2,000E+08
Poisson's Ratio, U	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	76923077

Figura 4.5: Definição das propriedades das armaduras.

As armaduras inseridas nos modelos foram representadas de forma que os nós das barras coincidisse com os nós dos elementos sólidos, distribuídas a cada 10cm nas duas direções, os conectores de cisalhamento também seguiram essa mesma distribuição. A seção transversal atribuída as barras foi circular com diâmetro tal que obtivesse a área de aço apresentada na Tabela 4.1, já que o espaçamento era fixo determinado pela malha dos elementos de sólidos.

Para determinar a área de aço dos conectores de cisalhamento da laje M4, utilizou-se a metodologia apresentada na seção 3.3 para obter a tensão de cisalhamento solicitante e encontrando-se o valor de $\tau_{sd} = 0,08MPa$. Na sequência, seguindo os procedimentos das três indicações normativas apresentadas na seção 2.4 e a expressão (26) sugerida na seção 3.3, calculou-se a tensão de cisalhamento resistente apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Tensão de cisalhamento resistente e área de aço dos conectores de cisalhamento da laje M4.

	τ_{Rd} (MPa)	ρ_v (%)	Observações
NBR 9062	0,54	0	$\beta_c = 0,3$ e $\beta_s = 0$
MC 2010	0,72	0	$c_a = 0,4$
ACI 318	0,79	0	
Met. Proposta	0,154	0,06	$\rho_v = \rho_{v,min}$

Segundo a NBR 9062, o MC 2010 e o ACI 318 a adesão entre o reforço e a laje seria suficiente para garantir o comportamento monolítico da laje, não sendo necessária a fixação de conectores de cisalhamento. Já segundo a metodologia proposta na seção 3.3 deste trabalho, a taxa de aço dos conectores deveria ser a taxa mínima (0,06%), sendo este o valor adotado na laje M4.

4.2.3. Elementos de ligação

4.2.3.1. Ligação concreto-concreto

Uma das dificuldades encontradas na modelagem foi a consideração da fissuração do concreto. Quando os nós do elemento sólido são conectados diretamente aos nós dos elementos sólidos adjacentes, todas os esforços são integralmente transmitidos de um elemento para o outro, incluindo os esforços de tração, não sendo identificada no *software*, opção de alteração no elemento que permita um comportamento diferente.

A maneira encontrada para contornar essa situação foi criar conjuntos de elementos sólidos conectados por elementos de ligação (ver Figura 4.6) que simulam fissuras no concreto. Os nós dentro de um mesmo conjunto foram conectados entre si, porém a ligação entre os nós de um conjunto com o outro foi feito por esses elementos de ligação. Essa solução foi baseada no trabalho de Guerrante (2013).

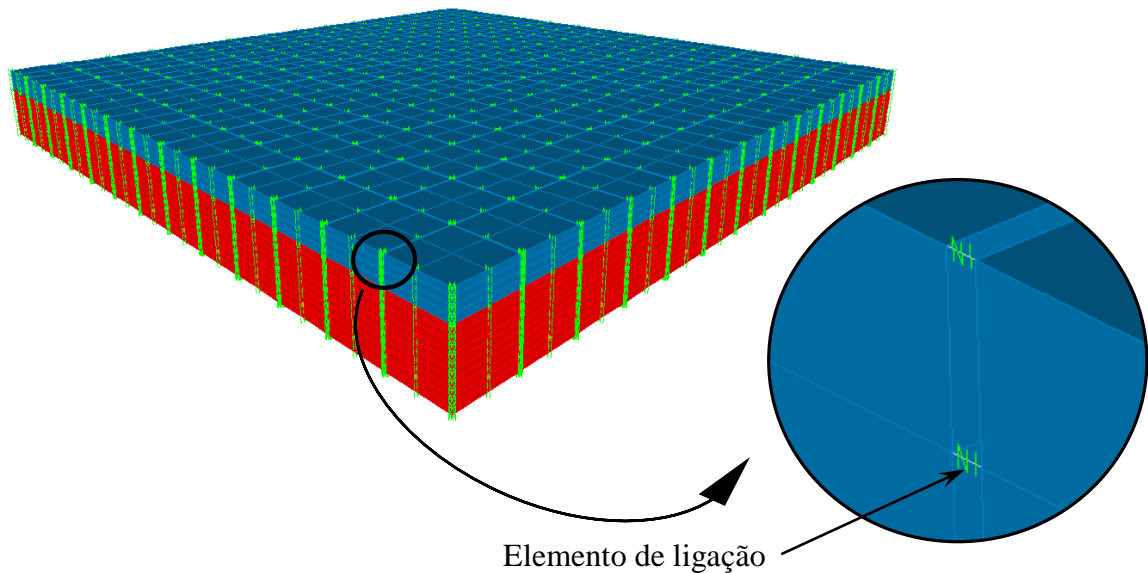


Figura 4.6: Vinculação dos elementos sólidos com os *links*.

O elemento de ligação é um elemento que conecta dois nós e funciona como uma composição de seis molas independentes, uma para cada grau de liberdade de deformação (axial, cortante, torção e de flexão pura) conforme ilustra a Figura 4.7, que pode apresentar comportamento linear ou não linear, dependendo das propriedades que lhe são atribuídas.

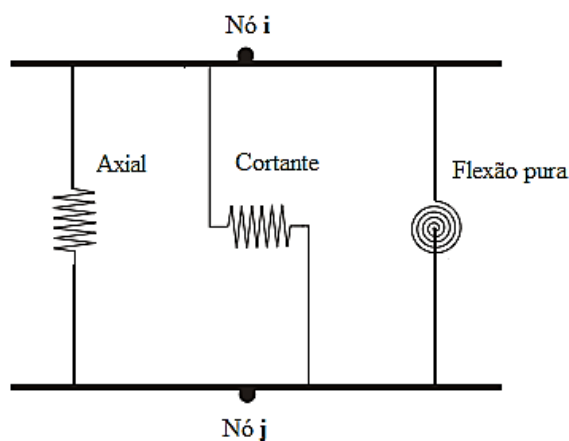


Figura 4.7: Representação dos seis graus de liberdade de deformação do elemento de ligação (COMPUTER AND STRUCTURES, INC., 2016).

Dentre os vários tipos de elementos de ligação disponíveis na biblioteca do SAP2000, foi escolhido o elemento tipo “*gap*” que possui rigidez apenas à compressão e ao cisalhamento, ignorando dessa forma qualquer resistência à tração. Neste tipo de elemento pode ainda ser especificada uma abertura inicial, que pode ser zero ou um valor positivo. A Figura 4.8 traz um desenho representativo do elemento.

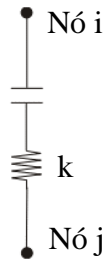


Figura 4.8: Ilustração do elemento de ligação tipo *gap* (COMPUTER AND STRUCTURES, INC., 2016).

As propriedades atribuídas a esses elementos de ligação são apresentadas na Figura 4.9. A direção axial do elemento (U1) foi marcada como não linear, enquanto as demais direções (U2 e U3) foram marcadas como fixas. Os valores das rigidezes referentes às rotações (R1, R2 e R3) não foram considerados, pois os elementos de ligação estão conectando elementos sólidos, cujos nós não têm ativos os respectivos graus de liberdade. Os demais parâmetros foram mantidos com o valor padrão do programa por não apresentarem relevância nas análises.

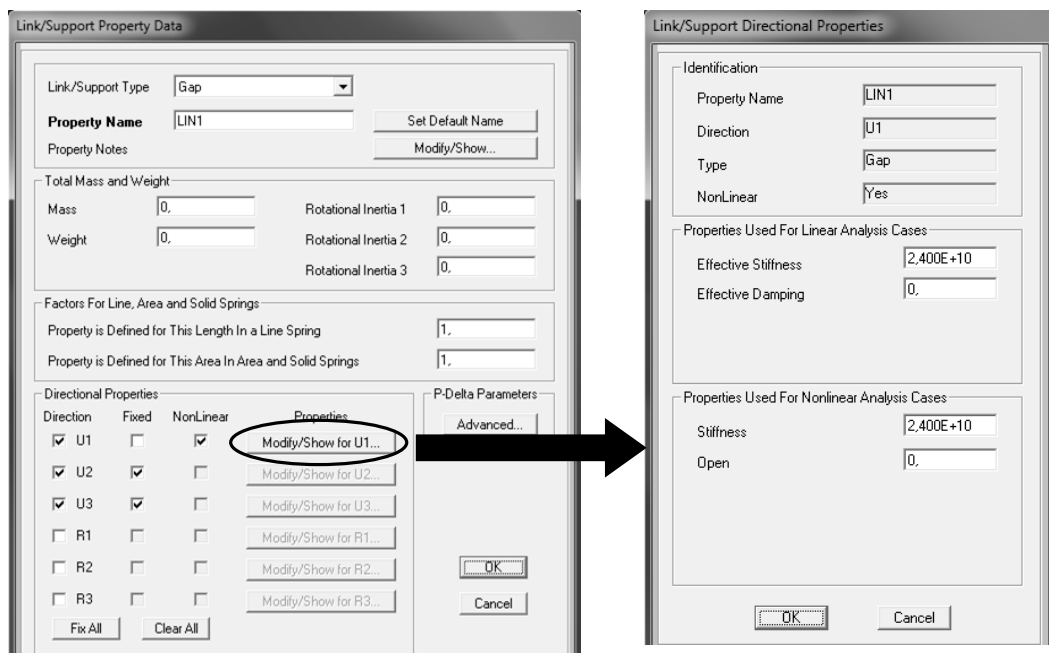


Figura 4.9: Propriedades dos elementos tipo *gap*.

O valor adotado para a rigidez axial de compressão dos elementos de ligação (direção U1), foi o maior possível, buscando reduzir ao máximo sua influência na deformação da laje. A abertura do “*gap*” foi considerada igual a zero.

Com essas configurações, no sentido axial dos elementos de ligação, são transmitidos apenas esforços de compressão e, no sentido transversal, os esforços cisalhantes são transmitidos integralmente de um elemento sólido para o outro.

4.2.3.2. Ligação laje-reforço

A ligação entre a laje e o reforço foi feita de duas formas. Nos modelos sem conectores de cisalhamento, os nós dos elementos da laje e do reforço foram conectados diretamente, impedindo, assim, deslizamento na interface de ligação e, conseqüentemente, garantido o comportamento monolítico do elemento reforçado. Já nos modelos com conectores de cisalhamento, para que os conectores fossem solicitados, elementos de ligação foram inseridos entre a laje e o reforço, como ilustra a Figura 4.10.

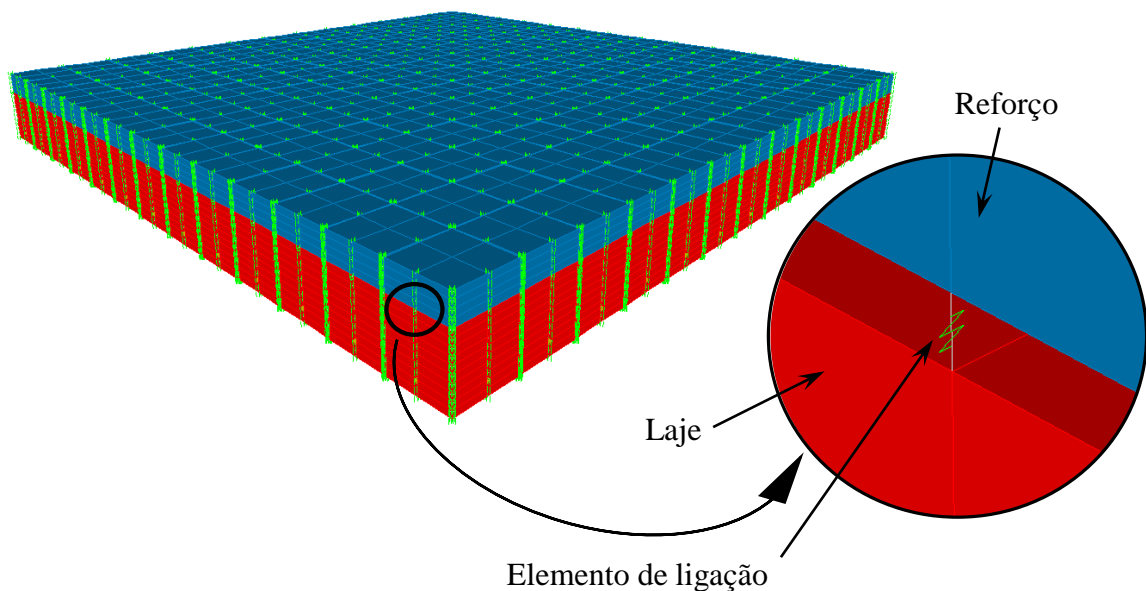


Figura 4.10: Vinculação entre os elementos da laje com o reforço.

Dentre os elementos de ligação disponíveis na biblioteca do SAP2000, optou-se pelo elemento tipo “Linear” que possui comportamento linear nos seis graus de liberdade de deformação. Para fazer com que apenas os conectores de cisalhamento transferissem os esforços de cisalhamento entre as camadas de concreto, foi atribuído aos elementos de ligação um comportamento rígido na direção axial (U1) e livre na direção transversal (U2 e U3), no plano da interface, como mostra a Figura 4.11.

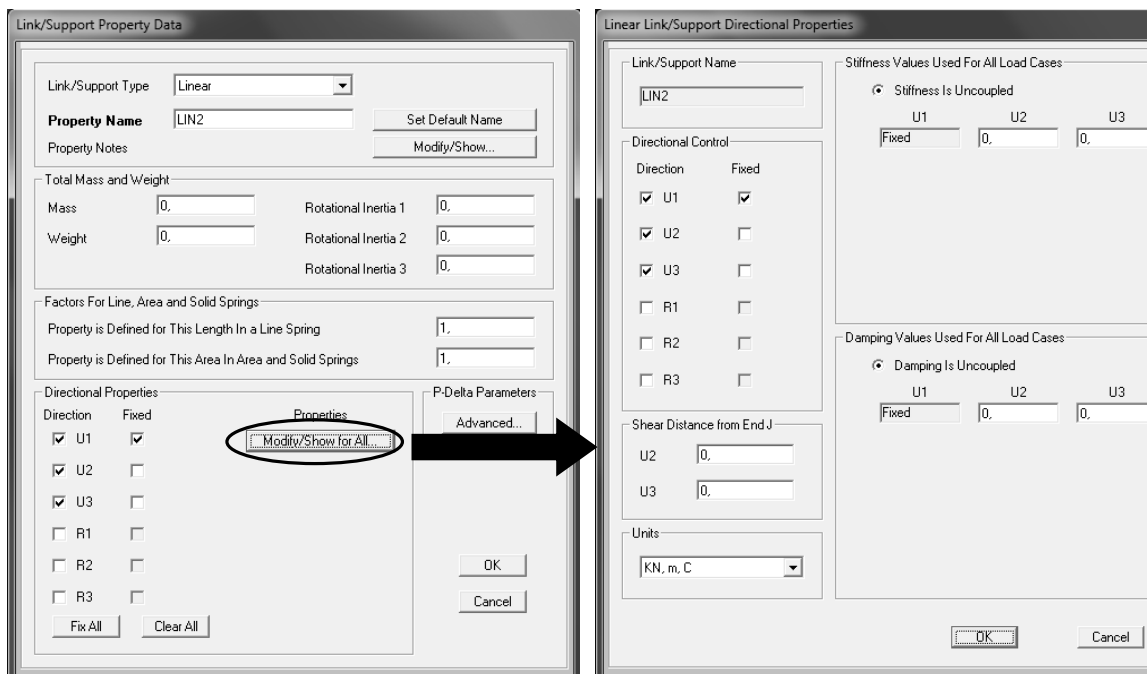


Figura 4.11: Propriedades do elemento de ligação tipo “Linear”.

Dessa forma, nenhuma forma de atrito ou aderência foi considerada, ficando a cargo dos conectores de cisalhamento a transferência das tensões de cisalhamento entre a laje e o reforço.

Estudos preliminares na laje com conectores de cisalhamento mostraram que quando se cria uma interface livre de qualquer forma de atrito entre a laje e o reforço, a camada de reforço, quando solicitada, tende a deslizar em relação à laje, produzindo deformação nos conectores de cisalhamento e aumentando as tensões normais no reforço e na armadura de flexão. Para garantir o comportamento monolítico do modelo com conectores de cisalhamento, seria necessário adotar uma taxa de conectores por metro quadrado muito elevada, deixando dessa forma de reproduzir a realidade. Por esse motivo, optou-se extrair da laje M4 apenas o panorama da distribuição dos esforços de cisalhamento transmitidas por eles.

4.3. Discretização

A precisão dos resultados obtidos em uma análise pelo método numérico baseado no MEF depende da malha de elementos adotada, responsável por transformar o domínio contínuo do modelo em um conjunto discreto de elementos, buscando sempre respeitar a geometria real da estrutura (BATHE, 1996).

Como o refinamento da malha também tem impacto direto no esforço computacional exigido para solução do problema, uma recomendação normalmente seguida é aumentar a discretização da malha nas regiões em que se deseja obter resultados mais precisos, devendo ser observada uma transição gradativa entre as dimensões dos elementos e a uniformidade da malha (SORIANO, 2009).

Todos esses critérios foram observados no processo de discretização das lajes analisadas neste trabalho. No decorrer do estudo, consideraram-se diferentes tamanhos de elementos finitos, sempre buscando adequar a malha dos elementos de barra à de sólidos. Após algumas análises, percebeu-se que a malha formada por elementos de concreto 5cm x 5cm x 1cm, com elementos de ligação a cada dois elementos de concreto, como ilustrado na Figura 4.12, levava a uma boa adequação entre precisão e esforço computacional.

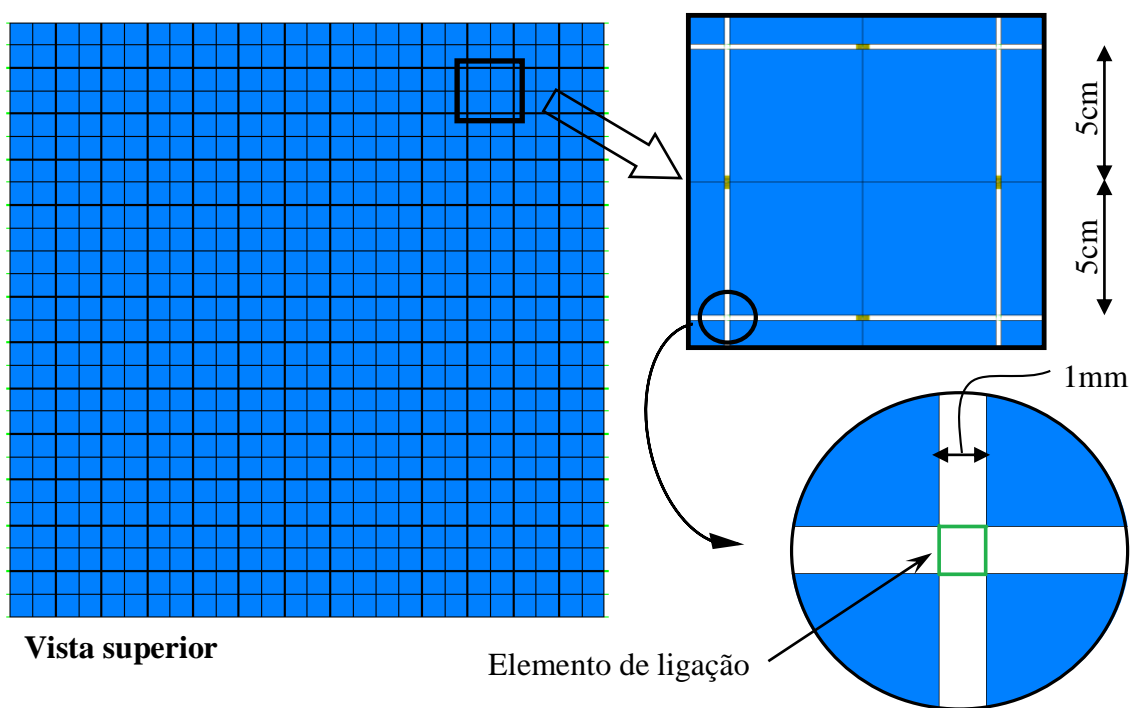


Figura 4.12: Discretização das lajes.

A armadura de flexão foi discretizadas em elementos de 5cm de comprimento, seguindo a malha de elementos de sólidos, posicionadas a 2,0cm da face inferior das lajes. Já os conectores de cisalhamento foram discretizados em elementos de 1,0cm de comprimento, também seguindo a malha de elementos de sólidos, ao longo da altura da laje.

4.4. Condições de apoio e carregamento

Como a maior parte dos resultados experimentais dos estudos revistos no item 2.2 são para lajes com as bordas simplesmente apoiadas, optou-se neste trabalho por esta condição, permitindo assim, para alguns casos, a comparação dos resultados numéricos com os experimentais.

Para reduzir o esforço computacional durante a análise numérica, utilizaram-se dos planos de simetria para reduzir o tamanho do modelo (ver Figura 4.13 e Figura 4.14). Com isso, foram impostas as restrições de deslocamento vertical dos nós das bordas apoiadas das lajes e restrições de deslocamento horizontal dos nós nas faces de simetria.

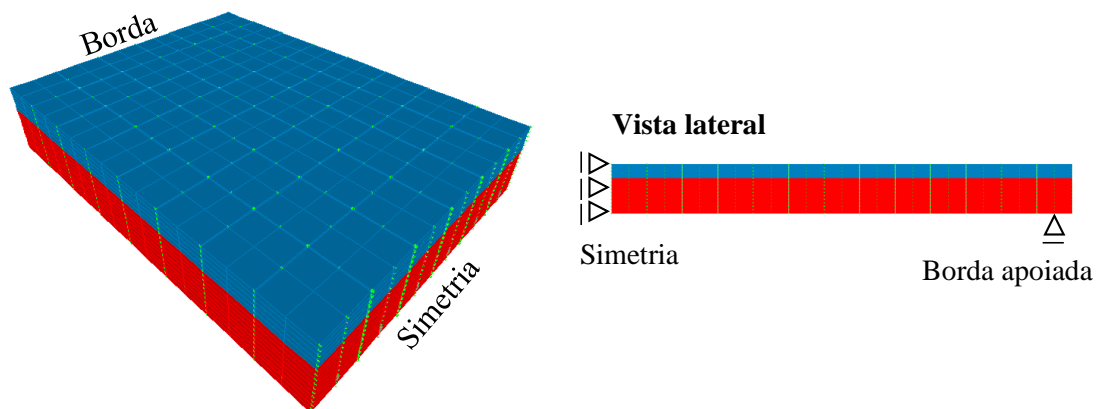


Figura 4.13: Condições do apoio dos modelos M1 e M2.

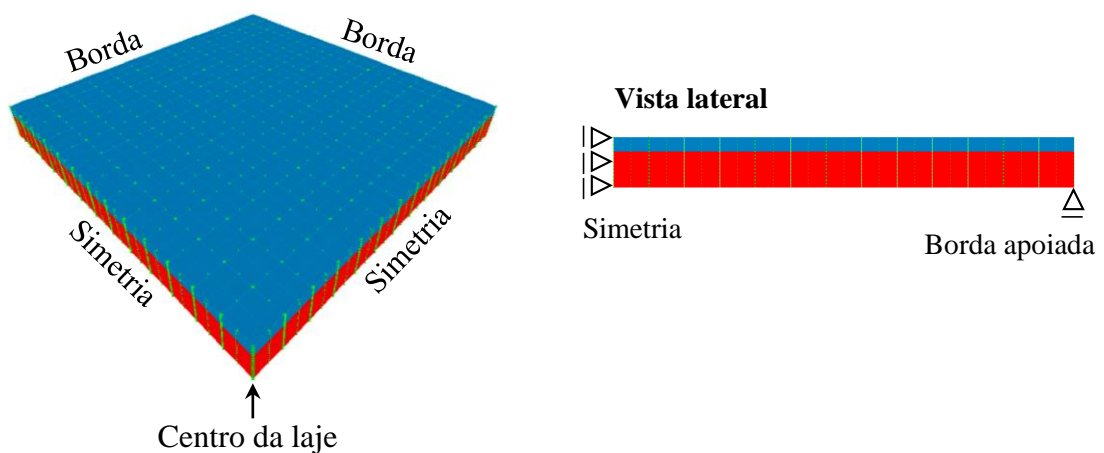


Figura 4.14: Condições de apoio dos modelos M3 e M4.

Para levar em conta a sequência construtiva, a análise estrutural foi dividida em duas etapas utilizando a ferramenta *Nonlinear Staged Construction*. A primeira parte da análise foi feita

com a laje sem o reforço e solicitada apenas pelo seu peso próprio. Na segunda, com a laje já deformada, foi adicionada a camada de reforço e aplicado o restante da carga até que se atingisse o início do escoamento da armadura de flexão. Nos modelos M1 e M2, a carga da segunda etapa foi aplicada conforme Figura 4.15, de forma a reproduzir o ensaio experimental, já no modelo M3 e M4 a carga adotada foi a uniformemente distribuída.

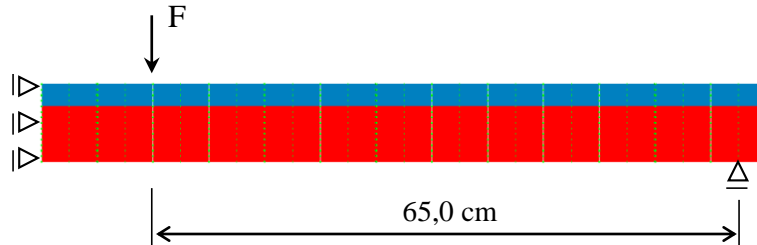


Figura 4.15: Vista lateral dos modelos M1 e M2 com o carregamento aplicado na segunda etapa da análise.

A Figura 4.16 mostra a janela com as configurações da ferramenta *Nonlinear Staged Construction* para as duas etapas da análise, *Data for Stage 1* e *Data for Stage 2*.

Stage Definition						Geometric Nonlinearity Parameters			
Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments		<input checked="" type="radio"/> None	<input type="radio"/> P-Delta	<input type="radio"/> P-Delta plus Large Displacements	
1	0,	No			↑	<input type="checkbox"/> Show Stages <input type="button" value="Show Stages In Tree View..."/>			
1	0,	No			↓				
2	0,	No			Add				
					Add Copy				
<input type="checkbox"/> Expand Stage Definition						Modify			
						Insert			
						Delete			

Data For Stage 1 (0, days;)							
Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor	
Add Structure	Group	Laje	0,				
Add Structure	Group	Laje	0,				
Load Objects If Added	Group	Laje		Load Pattern	DEAD	1,	

Data For Stage 2 (0, days;)							
Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor	
Add Structure	Group	Ref	0,				
Add Structure	Group	Ref	0,				
Load Objects If Added	Group	Ref		Load Pattern	Carga	1,	

Figura 4.16: Definição das propriedades da ferramenta *Nonlinear Staged Construction*.

4.5. Validação

Os primeiros critérios de avaliação dos modelos analisados foram a configuração da sua deformada e a distribuição de tensões na armadura de flexão, mostradas na Figura 4.17 e na Figura 4.18.

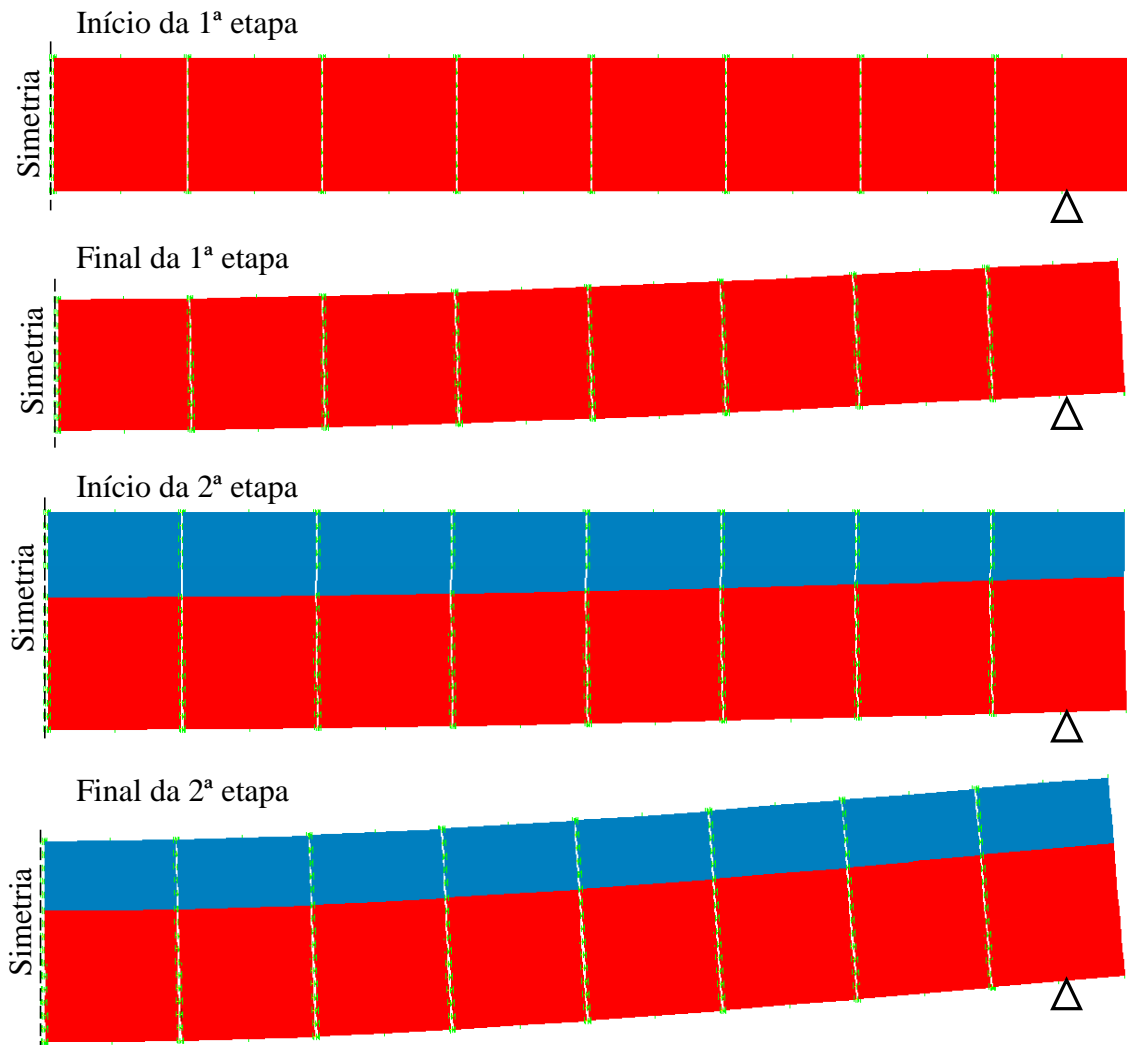


Figura 4.17: Configuração deformada da laje M1 (Vista lateral).

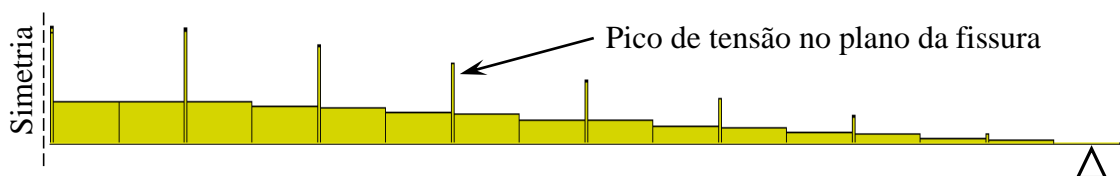


Figura 4.18: Diagrama das tensões normais na armadura de flexão da laje M1 (Vista lateral).

Todas as lajes modeladas apresentaram deformada e distribuição de tensões normais na armadura de flexão esperadas, com flecha e tensão de tração máximas no centro da laje e zero nos apoios. Ao atravessar os planos que continham os elementos de ligação para simular uma fissura do concreto, as armaduras de flexão tiveram picos de tensão normal, fato que acontece na prática em uma estrutura de concreto armado fissurada.

Os resultados numéricos e experimentais das lajes M1 e M2, apresentados nas Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21, mostram que para o regime elástico-linear a modelagem feita representa razoavelmente bem o comportamento estrutural da estrutura, atestando assim a validade dos modelos numéricos.

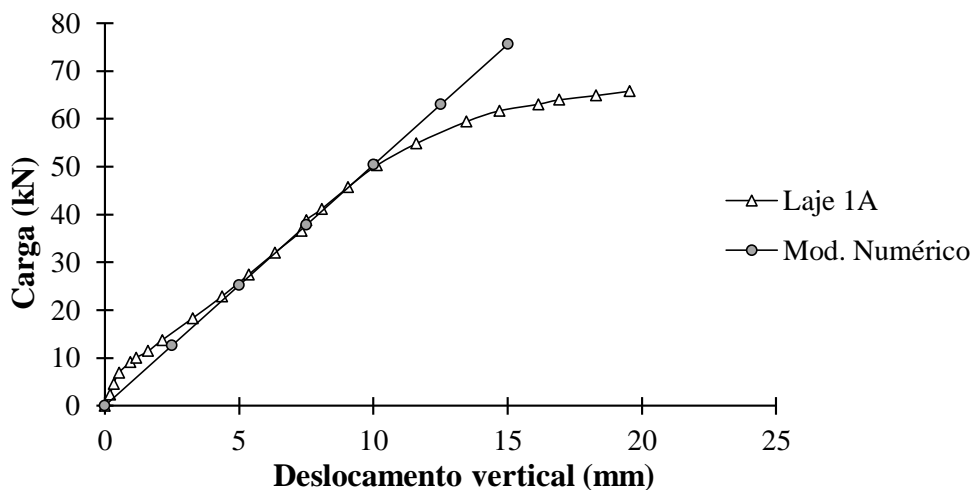


Figura 4.19: Gráfico com os resultados experimentais obtidos por Pires (2003) para a laje não reforçada 1A e os resultados obtidos com o modelo numérico M1 (sem adicionar o reforço).

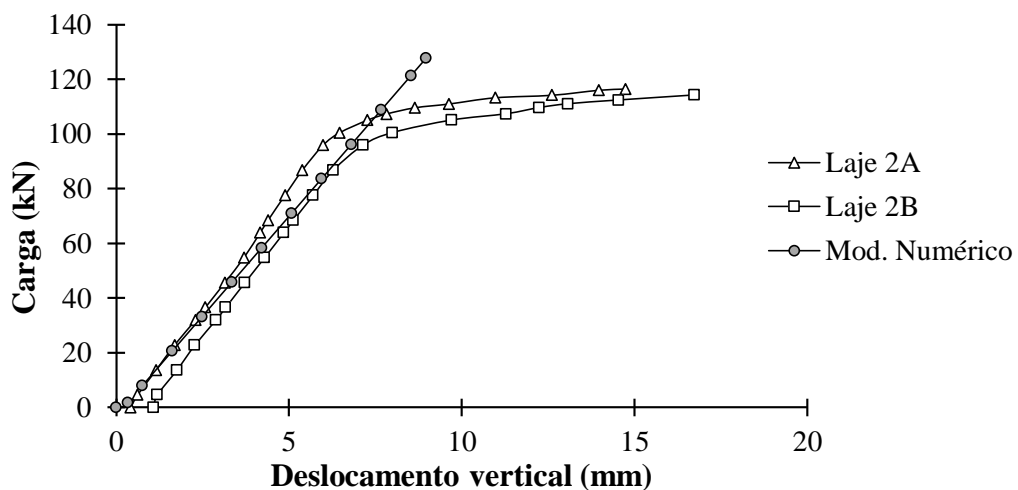


Figura 4.20: Gráfico com os resultados experimentais obtidos por Pires (2003) para as lajes reforçada 2A e 3B e os resultados obtidos com o modelo numérico M1 (com reforço).

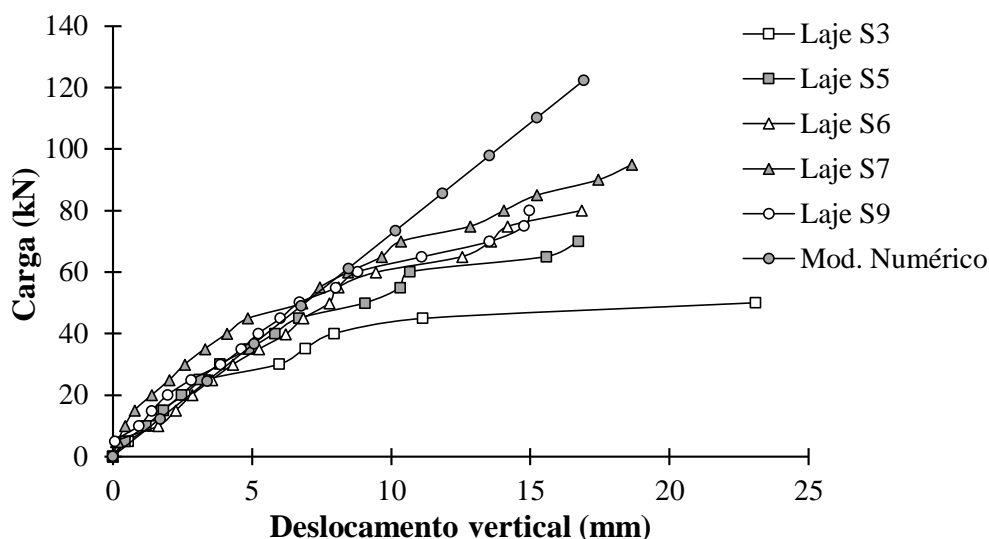


Figura 4.21: Gráfico com os resultados experimentais obtidos por Ibrahim et al. (2014) para as lajes reforçada S3, S5, S6, S7, S9 e os resultados obtidos com o modelo M2.

4.6. Considerações gerais

De acordo com o que foi apresentado nos itens anteriores, o concreto foi tratado como material elástico linear, modelado por elementos sólidos tridimensionais e sem considerar fenômenos dependentes do tempo, como a fluência e a retração. O aço também foi considerado como material elástico-linear e sua representação foi feita com elementos de barra, considerada mais adequada neste trabalho pela facilidade de modelagem e obtenção dos esforços solicitantes.

Ao conectar os nós dos elementos de barra aos nós dos elementos sólidos, admite-se aderência total e compatibilidade de deformações entre o aço e o concreto. Os elementos sólidos utilizados não preveem abertura de fissuras. Efeitos de deformações térmicas também não foram considerados na modelagem das lajes; considerou-se a temperatura como um parâmetro constante.

O ajuste dos modelos se baseou no refinamento da malha dos elementos sólidos e na distância entre os planos de fissuras. A validade da análise limita-se ao regime elástico-linear.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta os resultados obtidos aplicando a metodologia descrita no Capítulo 3 para cálculo de resistência de lajes reforçadas a lajes ensaiadas por diferentes pesquisadores e também os resultados das análises numéricas descritas no Capítulo 4.

5.1. Resultados da metodologia proposta

A metodologia de cálculo proposta no Capítulo 3, foi aplicada às lajes ensaiadas por Campos (2000), Pires (2003), Calixto *et al.* (2005) e Costa (2006) descritas no Capítulo 2, item 2.2. As lajes ensaiadas por Ibrahim *et al.* (2014) e Aykac *et al.* (2016) foram desconsideradas, face à falta de dados para o cálculo.

Com o momento resistente de cada laje calculado conforme descrito no Capítulo 3, utilizou-se a Teoria das Charneiras Plásticas para determinar a carga última e assim compará-las com os resultados experimentais (ver Tabela 5.1). A coluna de erro apresenta a diferença percentual entre os resultados analíticos e experimentais.

A comparação dos resultados mostra que a metodologia proposta para determinação do momento resistente das lajes reforçadas levou a erro inferior a 12%.

Seguindo os procedimentos do item 3.3, calcularam-se também as tensões de cisalhamento solicitantes na interface laje-reforço referentes à carga última e as tensões de cisalhamento resistentes obtidas usando as expressões de norma dadas no item 2.4. A Figura 5.1 traz os resultados encontrados e no Apêndice A estão os parâmetros utilizados nos cálculos para construção do gráfico.

Nota-se que as tensões solicitantes dessas lajes, que romperam por flexão, são inferiores a 1,0MPa e bem menores que as resistentes. Na laje com conectores, a expressão do MC 2010 levou ao maior τ_{Rd} , resultado da parcela em sua expressão referente ao efeito de pino, parcela está não presente nas demais expressões.

Tabela 5.1: Características das lajes ensaiadas por diferentes autores e resultados experimentais e calculados segundo a metodologia de cálculo proposta.

Autor	Características das lajes								Carga última ⁽¹⁾		
	Vão (cm)	d (cm)	r (cm)	E_c (GPa)	E_s (GPa)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	A_s (cm ² /m)	Exp.	Met. Proposta	Erro (%)
Campos (2000)	415	6,2	3,0 ⁽²⁾	17,1	200	51,9	734	0,98	12,3	12,97	5,4
		6,0		15,7		201			56,4	777	12,0
Pires (2003)	150	7,6	5,0	25,9	199,5	36,9	683	7,85	116,5 118,8	114,31 ⁽³⁾	1,9 3,8
Calixto <i>et al.</i> (2005)	150	7,6	5,0	25,9	199,5	36,9	683	7,85	108,0 ⁽⁴⁾	114,31 ⁽³⁾	5,8
Costa (2006)	200	11,0	3,0	25,9	200	24,0	760	0,56	58,0	51,40	11,4
		3,0									
Costa (2006)	200	11,0	6,0	25,9	200	24,0	760	0,56	69,0	62,80	9,0
		3,0									
		0,0					740	0,79			

(1): A unidade da carga última para as lajes de Campos (2000) é kN/m², para as demais lajes é kN.

(2): Reforço com espessura variando entre 4cm no centro e 2cm da borda da laje; adotou-se o valor médio;

(3): Durante a execução do reforço a laje foi solicitada pelo seu peso próprio e o do reforço;

(4): Houve deslizamento entre a laje e o reforço;

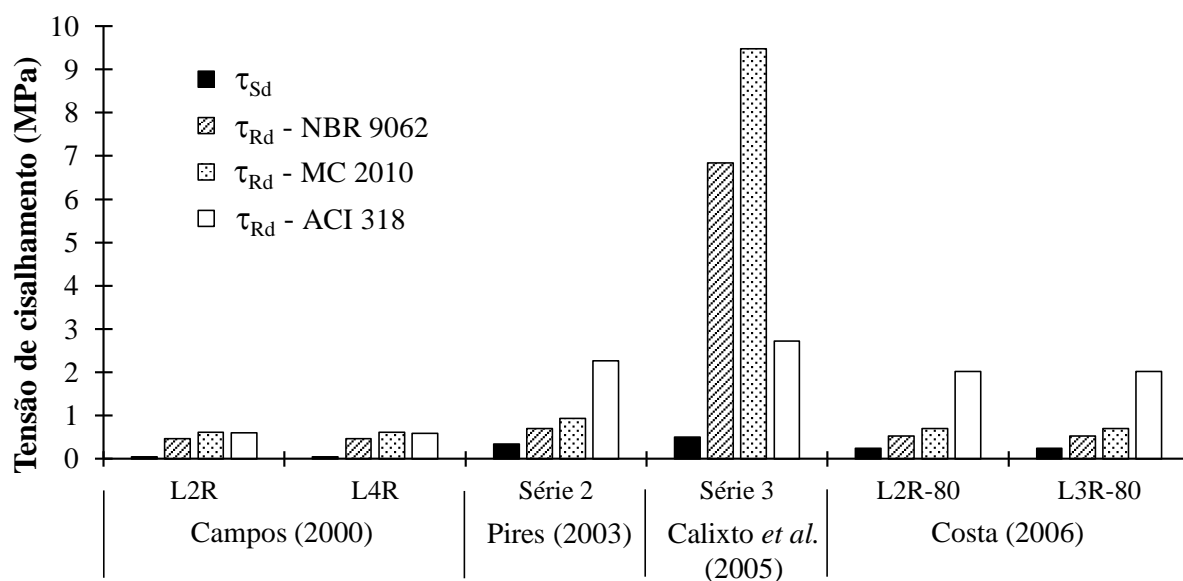


Figura 5.1: Gráfico com das tensões cisalhantes solicitantes e resistentes das lajes ensaiadas.

Para as lajes ensaiadas por Campos (2000), Pires (2003), Calixto *et al.* (2005) e Costa (2006), se os mesmos tivessem utilizado a metodologia proposta neste trabalho para determinar a

armadura de costura, ao projetar as peças, teriam obtido os valores de tensão de cisalhamento resistente na interface mostrados no gráfico da Figura 5.2. O apêndice A estão contém os parâmetros utilizados na construção do gráfico.

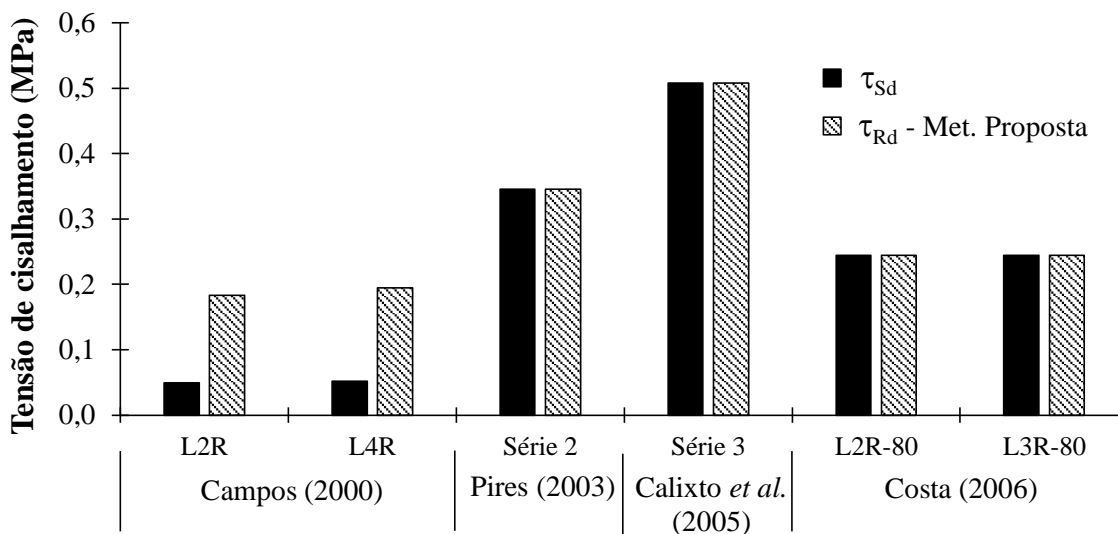


Figura 5.2: Gráfico com as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes determinadas segundo a metodologia proposta no Capítulo 3.

Observa-se uma uniformidade dos resultados, já que neste caso a tensão solicitante foi utilizada para determinar a taxa de conectores necessária de tal forma que fosse atendida a condição de segurança ($\tau_{Rd} \geq \tau_{Sd}$). As lajes de Campos (2000) utilizariam taxa mínima de armadura de costura, por isso foram as únicas que obtiveram diferenças entre τ_{Rd} e τ_{Sd} .

A diferença entre as tensões cisalhantes resistentes dadas pelas normas e pela metodologia proposta encontradas para as lajes supracitadas, mostram que ao não considerar a adesão os valores para τ_{Rd} são significativamente menores. Demonstrando que se durante a fase de projeto for considerada a adesão e em serviço ela não se estabelecer, a segurança do elemento reforçado ficará comprometida.

5.2. Resultados dos modelos numéricos

A fim de verificar como as tensões normais nas lajes reforçadas se distribuem ao longo da sua altura com o aumento da carga foram traçados os gráficos das Figura 5.3, Figura 5.4 e Figura 5.5, onde carga completa refere-se a carga de início de escoamento. Neles nota-se que, à medida

que a carga cresce, as tensões na camada do reforço aumentam e as na laje diminuem. Percebe-se também que a linha neutra muda de posição, deslocando-se em direção ao reforço.

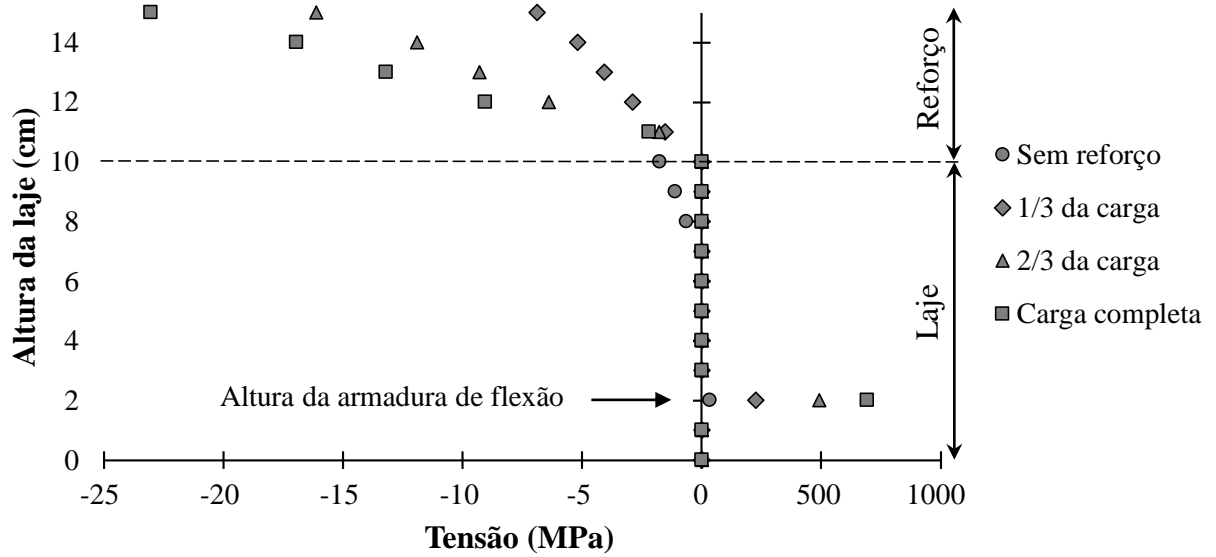


Figura 5.3: Evolução das tensões normais no centro da laje M1 com o aumento da carga.

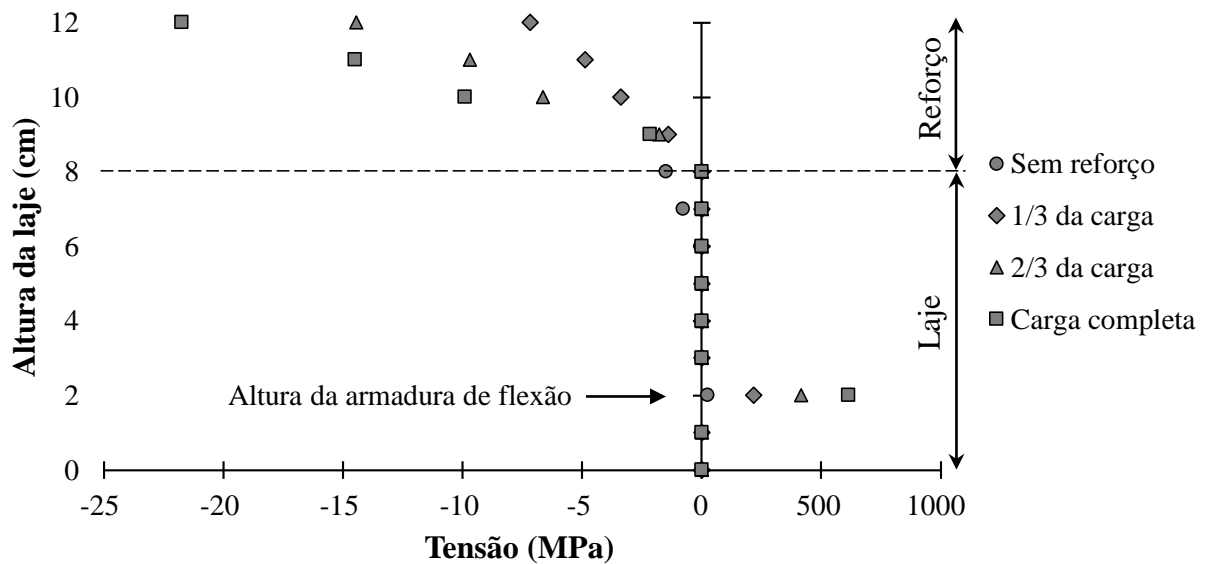


Figura 5.4: Evolução das tensões normais no centro da laje M2 com o aumento da carga.

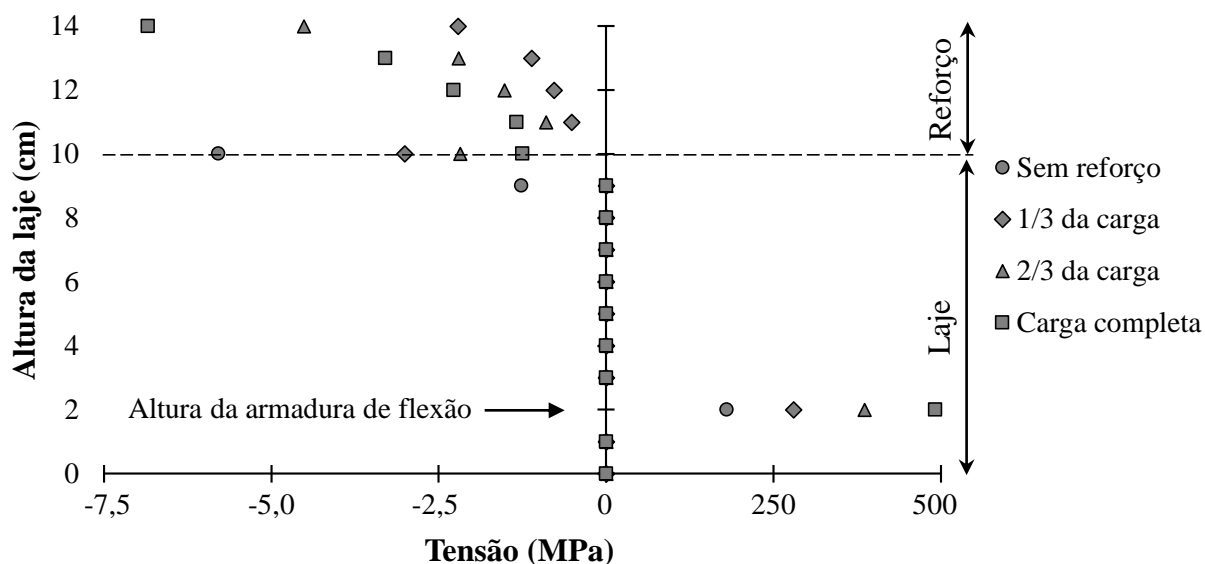


Figura 5.5: Evolução das tensões normais no centro da laje M3 com o aumento da carga.

Usando a metodologia proposta foi construído o gráfico da Figura 5.6, para mostrar a influência da carga aplicada na laje durante a execução do reforço na eficiência do mesmo, calculada usando a expressão (27). Percebe-se que quanto menos solicitada estiver a laje durante a aplicação do reforço, maior será sua eficiência. A comparação entre as curvas mostra que as lajes com maior taxa de armadura e braço de alavanca são as mais eficientes e menos sensíveis ao valor das cargas que atuam durante a execução do reforço.

$$Eficiência = 1 - \frac{M_{Rd,r}}{M_{Rd}} \quad (27)$$

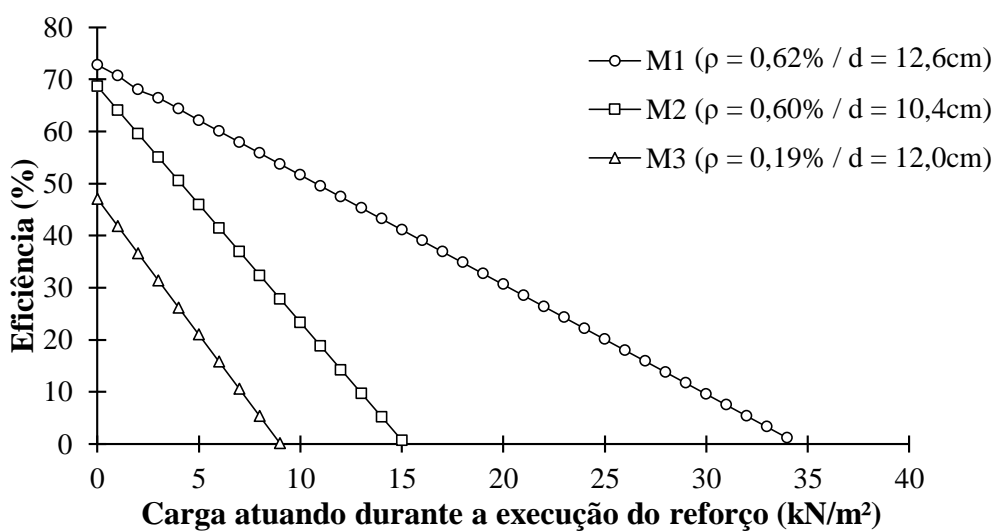


Figura 5.6: Eficiência do reforço em função da carga aplicada na laje antes do reforço.

Para a laje com conectores de cisalhamento, M4, obtiveram-se os esforços cisalhantes nos conectores. Com a posição de cada conector na laje e seu respectivo esforço cisalhante, construiu-se os gráficos da Figura 5.7 e Figura 5.8, que mostram as regiões da laje que têm os conectores mais solicitados. Percebe-se que essas regiões de maior solicitação cisalhante são as com maior variação do momento fletor.

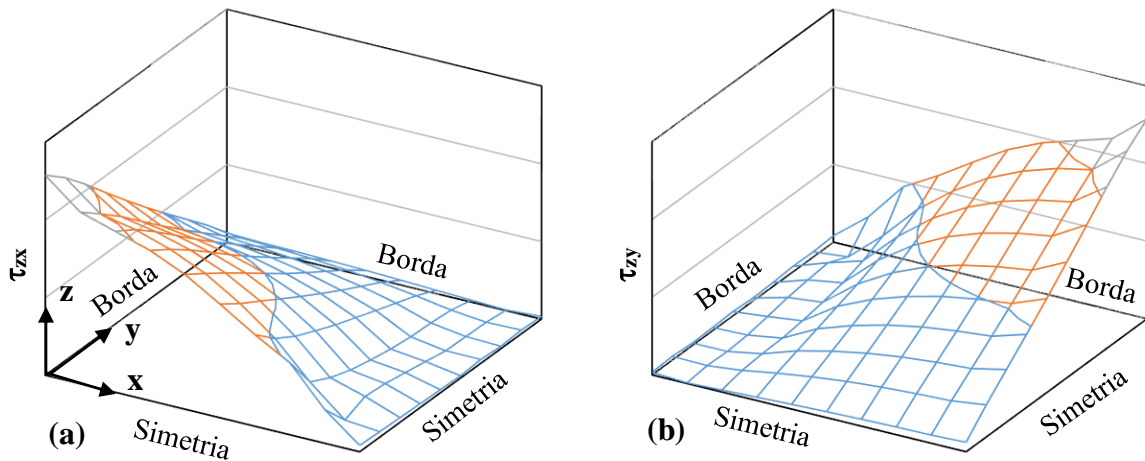


Figura 5.7: Distribuição das tensões cisalhantes (a) τ_{zx} e (b) τ_{zy} nos conectores ao longo da laje M4.

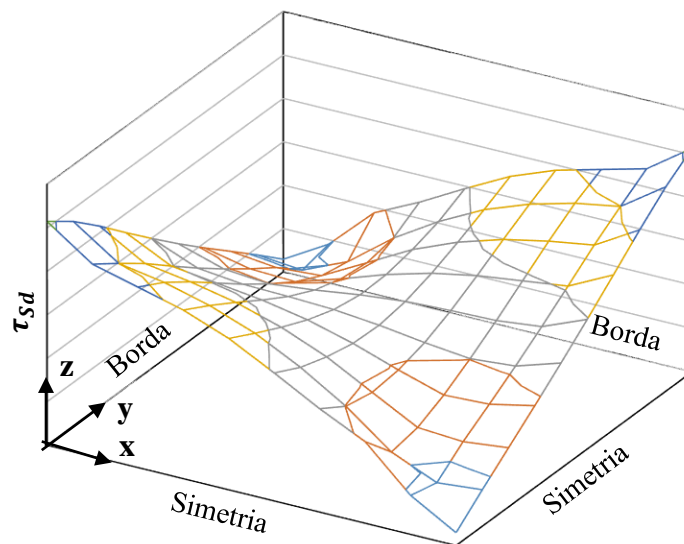


Figura 5.8: Tensões cisalhante (soma vetorial de τ_{zx} e τ_{zy}) nos conectores ao longo da laje M4.

Ao analisar-se um elemento infinitesimal da laje como o mostrado na Figura 5.9, pelo equilíbrio das forças horizontais no reforço chega-se à expressão (28), que mostra que a tensão de cisalhamento na interface é diretamente proporcional a variação da força de compressão no reforço e, conseqüentemente, a variação de momento fletor.

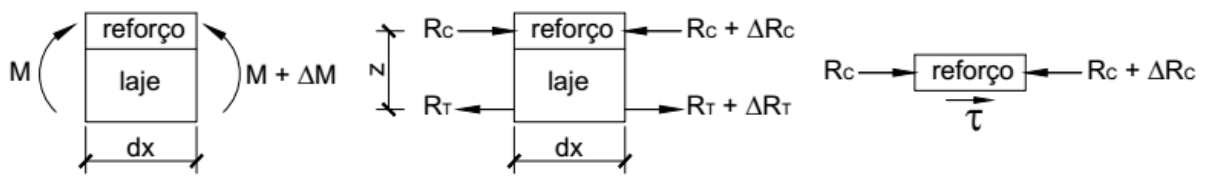


Figura 5.9: Esforços internos em um elemento infinitesimal de uma faixa de laje de largura b .

$$\tau = \frac{R_c + \Delta R_c - R_c}{bdx} = \frac{\Delta R_c}{bdx} = \frac{\Delta M}{zbdx} \quad (28)$$

Os esforços nos conectores da laje M4 também indicam que a plastificação dos conectores tende a acontecer das regiões de maior força cortante para as de menor. No caso da laje M4, da borda para o centro da laje.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No presente capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa e recomendações para o projeto de reforço de lajes utilizando a técnica estudada. Por último, são feitas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

6.1. Conclusões

A técnica de reforço estrutural estudada neste trabalho mostrou-se eficiente para os casos em que sua aplicação é viável, aumentando significativamente a resistência à flexão da laje em consequência do aumento do braço de alavanca. Comparações com resultados experimentais mostrou que a metodologia de cálculo proposta para determinar o momento resistente das lajes reforçadas leva a erros menores que 12%.

As análises numéricas foram capazes de reproduzir o comportamento das lajes em serviço, auxiliando no entendimento do comportamento estrutural do elemento reforçado.

Tanto as análises numéricas quanto os ensaios experimentais, realizados por outros pesquisadores, mostraram que o êxito dessa técnica está condicionado ao comportamento monolítico da laje reforçada.

6.2. Recomendações

Com base nas observações feitas ao longo da pesquisa, julgam-se necessárias as seguintes recomendações para o projeto de reforço de lajes com adição de uma camada de concreto:

- a) para uma maior eficiência do reforço, as lajes durante a execução do reforço deverão estar submetidas apenas ao seu peso próprio;
- b) utilizar conectores de cisalhamento para evitar uma possível ruptura abrupta da laje caso a aderência não seja suficiente para transmitir as tensões de cisalhamento na interface laje-reforço;
- c) inserir na camada de reforço uma armadura de distribuição (malha), com uma área de aço tal que garanta a taxa mínima de armadura estabelecida pela ABNT NBR 6118:2014

- ($\rho = 0,15\%$) referente a espessura do reforço. A fim de controlar e distribuir possíveis fissuras, oriundas de efeitos secundários do concreto;
- d) evitar camadas de reforço com espessuras inferiores a 4,0cm, para não inviabilizar a ancoragem dos conectores de cisalhamento e impossibilitar a inserção de armaduras no reforço;
 - e) como preparação do substrato para receber o reforço, seguindo as orientações da ABNT NBR 9062:2017, recomenda-se realizar uma limpeza removendo toda nata de cimento e possíveis materiais soltos, deixando ao final a superfície na condição saturada seca.

6.3. Sugestões para trabalhos futuros

Devido à abrangência do tema e à carência de estudos nesta área, principalmente de forma experimental, o tema pode ser mais explorado de modo a esclarecer algumas dúvidas e solidificar o conhecimento já adquirido. Como sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros, podem ser citadas:

- a) analisar experimentalmente lajes reforçadas com diferentes geometrias e condições de apoio;
- b) estudar o comportamento de lajes reforçadas sob ação de cargas cíclicas;
- c) realizar ensaios para melhor avaliar a resistência da ligação laje-reforço, levando em consideração diferentes distribuições de conectores de cisalhamento;
- d) desenvolver melhorias na análise numérica que permita a simulação mais precisa das lajes.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado*. Rio de Janeiro, 2017.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15575-1: Edificações habitacionais - Desempenho - Parte 1 Requisitos gerais*. Rio de Janeiro, 2013.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 318M-14: Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI, USA, 2015.

ANDO, S. E., MORENO, A. L., OLIVEIRA, C. R. “Reforço à flexão de vigas em concreto armado pelo acréscimo de altura na região comprimida, utilizando-se concreto de alta resistência”. *REM: Revista da Escola de Minas*, v. 65 (Janeiro-Março), p. 13-17, 2012.

ARAÚJO, D. L., 1997, *Cisalhamento na interface entre o concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão*. Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

AYKAC, S., KALKAN, I., TANKUT, T. “Flexural strengthening and repair of RC slabs by adding a new RC layer”. *Ernst & Sohn: Structural Concrete*, v. 17, n. 5, p. 896-909, 2016.

BATHE, K. J., *Finite Element Procedures*. 2 ed. Watertown - EUA, Prentice Hall, 2016.

CALIXTO, J. M., PIRES, E. F., LIMA, S. A., PIANCASTELLI, É. M. “Behavior of reinforced concrete slabs strengthened in flexure by concrete overlays”. *ACI Structural Journal – Special publication*, v. 229, p. 389-406, 2005.

CAMPOS, C. O., 2000, *Análise experimental de lajes de concreto armado reforçadas pela face superior*. Dissertação M.Sc., Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil.

CEB-FIP – INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. *fib Model Code for Concrete Structure*. Federal Institute of Technology Lausanne, Switzerland, 2010.

COMPUTER AND STRUCTURES INC., *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSI Brigde*. Berkeley, CA, USA, 2016.

COSTA, R. D., 2006, *Análise experimental de lajes treliçadas armadura mínima longitudinal de tração e reforço pela face superior*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil.

GUERRANTE, I. C., 2013, *Análise numérica de vigas de concreto armado reforçadas por encamisamento parcial*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

IBRAHIM, W., EL-ADAWY, M., GHANEM, G. “Behavior of reinforced concrete slabs strengthened by concrete overlays”. *International Conference on Construction Materials and Structures*, Johannesburg, South Africa, 2014.

JÚLIO, E. N., DIAS, D. C., BRANCO, F. A., *et al.* “Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays”. *Engineering Structures*. v. 32, n. 8, p. 2387-2393, 2010.

LOOV, R. E., PATNAIK, A. K. “Horizontal Shear Strength of Composite Concrete beams”. *The PCI Journal*, Chicago IL, p. 48-69, 1994.

MAHMOUD, M. A., ELAFANDY, T. H., OKAIL, H. O., *et al.* “Interfacial shear behavior of composite flanged concrete beams”. *HBRC Journal*. v. 10, n. 2, p. 206-214, 2014.

PEREZ, F., BISSONNETTE, B., GAGNÉ, R. “Parameters affecting the debonding risk of bonded overlays used on reinforced concrete slab subjected to flexural loading”. *Materials and Structures*, v. 42, n. 5, p. 645-662, 2009.

PIRES, E. F., 2003, *Comportamento e desempenho do reforço à flexão de lajes de concreto armado através do aumento da seção na região comprimida*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

REIS, A. P., 2003, *Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço*. Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

SANTOS, P. M., JÚLIO, E. N. “A state of the art review on shear-friction”. *Engineering Structures*, v. 45, p. 435-448, 2012.

SILVA, P. M., 2011, *Avaliação da eficiência do uso de conectores de cisalhamento no reforço de vigas de concreto armado pela face comprimida*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil.

SORIANO, H. L., *Elementos Finitos: formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas*. 1ª ed. Rio de Janeiro, Ciência Moderna, 2009.

TIMOSHENKO, S., WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*. 1ª ed. McGraw-Hill Book Company, United States of America, 1959.

VAZ, A. P. R., 2013, *Comportamento de vigas reforçadas submetidas a carregamento cíclico*. Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Apêndice A

Parâmetros utilizados para calcular as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes do gráfico da Figura 5.1.

	Campos (2000)		Pires (2003)	Calixto <i>et al.</i>	Costa (2006)		M4
	L2R	L4R	Série 2	(2005) Série 2	L2R-80	L3R-80	
a_v (cm)	207,50	207,50	75,00	75,00	100,00	100,00	205,00
b (cm)	100,00	100,00	60,00	60,00	100,00	100,00	10,00
d (cm)	9,20	9,00	12,60	12,60	15,00	15,00	12,00
s (cm)	0,00	0,00	0,00	16,00	0,00	0,00	10,00
A_s (cm ² /b)	0,98	0,98	4,71	4,71	3,31	3,31	0,24
A_{sc} (cm ² / $a_v b$)	0,00	0,00	0,00	8,51	0,00	0,00	0,00
f_{yd} (kN/cm ²)	73,4	77,7	68,3	68,3	74,0	74,0	50,0
$\sigma_{s,r}$ (kN/cm ²)	73,4	77,7	33,0	48,5	74,0	74,0	50,0
f_{cd} (kN/cm ²)	2,0	2,0	3,7	3,7	2,4	2,4	2,5
f_{ctd} (kN/cm ²)	0,155	0,155	0,233	0,233	0,175	0,175	0,180
β_c	0,3	0,3	0,3	0,6	0,3	0,3	0,6
β_s	0,0	0,0	0,0	0,9	0,0	0,0	0,9
c_a	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
c_r	-	-	-	0,1	-	-	0,1
k_1	-	-	-	0,5	-	-	0,5
k_2	-	-	-	0,9	-	-	0,9
μ	-	-	-	0,7	-	-	0,7
ν	0,55	0,55	0,51	0,51	0,55	0,55	0,55
τ_{Sd} (MPa)	0,049	0,052	0,345	0,508	0,245	0,245	0,082
τ_{Rd-NBR} (MPa)	0,464	0,464	0,698	6,843	0,524	0,524	0,539
τ_{Rd-MC} (MPa)	0,619	0,619	0,931	9,471	0,699	0,699	0,718
τ_{Rd-ACI} (MPa)	0,599	0,586	2,268	2,725	2,025	2,025	0,790

Resultados e parâmetros utilizados para calcular as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes do gráfico da Figura 5.2.

	Campos (2000)		Pires (2003)	Calixto <i>et al.</i>	Costa (2006)		M4
	L2R	L4R	Série 2	(2005) Série 2	L2R-80	L3R-80	
a_v (cm)	207,50	207,50	75,00	75,00	100,00	100,00	205,00
b (cm)	100,00	100,00	60,00	60,00	100,00	100,00	10,00
d (cm)	9,20	9,00	12,60	12,60	15,00	15,00	12,00
s (cm)	0,00	0,00	0,00	16,00	0,00	0,00	10,00
A_s (cm ² /b)	0,98	0,98	4,71	4,71	3,31	3,31	0,24
ρ_v (%)	0,050	0,050	0,101	0,149	0,066	0,066	0,062
f_{yd} (kN/cm ²)	73,4	77,7	68,3	68,3	74,0	74,0	50,0
$\sigma_{s,r}$ (kN/cm ²)	73,4	77,7	33,0	48,5	74,0	74,0	50,0
f_{cd} (kN/cm ²)	2,0	2,0	3,7	3,7	2,4	2,4	2,5
f_{ctd} (kN/cm ²)	0,155	0,155	0,233	0,233	0,175	0,175	0,180
τ_{Sd} (MPa)	0,049	0,052	0,345	0,508	0,245	0,245	0,082
$\tau_{Rd-M. P.}$ (MPa)	0,184	0,194	0,345	0,508	0,245	0,245	0,154