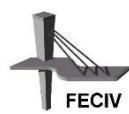




UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

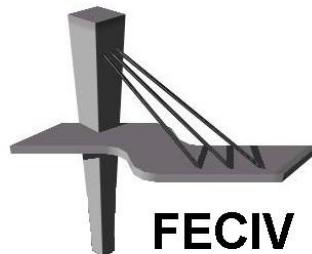


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS À FLEXÃO POR MEIO DE GRAUTE, ARMADURAS E CONECTORES

JÚNIOR HENRIQUE CANAVAL

UBERLÂNDIA, JULHO DE 2016.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Júnior Henrique Canaval

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE
VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS À
FLEXÃO POR MEIO DE GRAUTE, ARMADURAS E
CONECTORES**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva

Uberlândia, julho de 2016.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

C213e Canaval, Júnior Henrique, 1991-
2016 Estudo experimental do comportamento de vigas de concreto
armado reforçadas à flexão por meio de graute, armaduras e conectores /
Júnior Henrique Canaval. - 2016.
149 f. : il.

Orientador: Turibio José da Silva.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Teoria das estruturas - Teses. 3. Vigas
de concreto - Teses. I. Silva, Turibio José da. II. Universidade Federal de
Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDU: 624.04



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

ATA Nº: 163/2016

CANDIDATO: Júnior Henrique Canaval **Nº. Matrícula:** 11412ECV004

ORIENTADOR: Prof. Dr. Turíbio José da Silva

TÍTULO: "Estudo experimental do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por meio de grute, armaduras e conectores".

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Patologia e Durabilidade em Edificações

DATA DA DEFESA: 28 de julho de 2016

LOCAL: Sala de Projeções, bloco 1Y. **HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO:** 14:30 - 16:35

Reuniu-se na Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y - Campus Santa Mônica da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGEC, assim composta: Professores Doutores: **Antonio Carlos dos Santos** – FECIV/UFU; **Túlio Nogueira Bittencourt** – EP/USP e **Turíbio José da Silva** orientador do candidato. Ressalta-se que todos os membros da banca e o aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa Prof. Dr. Turíbio José da Silva apresentou a Comissão Examinadora e concedeu ao discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir o candidato. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou o candidato APROVADO. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: Prof. Dr. Turíbio José da Silva – FECIV/UFU

Membro externo: Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt – EP/USP

Membro interno: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU

Uberlândia, 28 de JULHO de 2016.

“Com muita sabedoria, estudando muito, pensando muito, procurando compreender tudo e todos, um homem consegue, depois de mais ou menos quarenta anos de vida, aprender a ficar calado.”

Millôr Fernandes

A GRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela proteção, sabedoria e orientação em todos os momentos da minha vida.

Aos meus pais, pelo incentivo e força durante toda a minha vida. Por não medir esforços para me ajudar. Aos meus irmãos, que sempre foram parceiros.

Ao orientador, Professor Dr. Turibio José da Silva, pela paciência, orientação no desenvolvimento desta pesquisa e pelo incentivo nas horas difíceis.

Aos professores Dr. Antônio Carlos dos Santos e Dr. Túlio Nogueira Bittencourt pelas contribuições ao trabalho e participação na banca de defesa.

Ao professor Dr. Jesiel Cunha pelas contribuições e participação na banca de qualificação.

Aos professores da Universidade Federal de Uberlândia, pelo conhecimento passado durante este programa de pós-graduação.

À Universidade Federal de Uberlândia, pelo fornecimento de estrutura para realização deste trabalho.

CANAVAL, Júnior Henrique. **Estudo experimental do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por meio de graute, armaduras e conectores.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016. 149 p.

RESUMO

Este trabalho é relativo a uma investigação experimental sobre reforço à flexão de vigas de concreto armado e a influência de um tipo de conector. O programa experimental foi constituído de 8 conjuntos de blocos de concreto e de 15 vigas. Os blocos para ensaios de cisalhamento direto com seção transversal de 15 cm x 15 cm, sendo 4 conjuntos sem conectores e 4 com conectores. As vigas para ensaio à flexão possuíam seções transversais de 12 cm x 22 cm e comprimento de 200 cm, distribuídas em três séries de ensaio, cada uma envolvendo cinco vigas: 5 vigas utilizadas para referência, ou seja, sem reforço, 10 vigas reforçadas com superfície do substrato de textura escovada, sendo 5 delas com conectores metálicos colados no substrato. Para a confecção das vigas foi utilizado concreto usinado auto adensável de 20 MPa, 2 ϕ 12,5 mm na armadura longitudinal inferior e 2 ϕ 5 mm na armadura longitudinal superior. Os estribos foram de ϕ 5 mm, espaçados a cada 10 cm. As vigas foram submetidas à aplicação de uma força aplicada em dois pontos, distantes de 60 cm dos apoios. Previamente a ruptura e ao serviço de reforço, todas as vigas foram submetidas à carga de projeto até a estabilização de flecha, posteriormente, a carga foi reduzida para 80 % sendo executado o reforço e finalmente ensaiadas até a ruptura. O reforço foi composto do acréscimo de 5 cm de graute nas laterais e fundo da viga em uma extensão de 140 cm, simetricamente ao centro do vão. As armaduras acrescentadas foram similares a existente na viga. A força aplicada, os deslocamentos, as deformações no aço e no concreto foram medidas. Nos ensaios de cisalhamento direto em blocos, os conectores contribuíram para o aumento da tensão média de ruptura em 70,8%. As vigas de referência romperam por flexão com cargas próximas às calculadas. Pelos resultados, o reforço à flexão foi eficiente, elevando a capacidade portante em 44 % e mudou o mecanismo de ruptura para cisalhamento no trecho sem reforço. Nas vigas com conectores o aumento foi de 47%, somente um pouco superior, pois eles não foram totalmente solicitados.

Palavras-chave: reforço estrutural; estruturas de concreto armado; interface concreto-graute; conectores.

CANAVAL, Júnior Henrique. **Experimental study of behavior of reinforced concrete beams strengthened for bending by means of grout, reinforcement and connectors.** Master's Dissertation, Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2016. 149 p.

ABSTRACT

This work is based on an experimental investigation of reinforced concrete beams strengthened to flexure and the influence of a type of connector. The experimental program consisted of 8 sets of concrete blocks and 15 beams. The blocks used in shear tests with cross section of 15 cm x 15 cm, 4 sets without connectors and 4 with connectors. The beams for flexure testing had cross sections of 12 cm x 22 cm and length of 200 cm, divided in three series of the tests, each involving five beams: 5 beams was used for reference, that is, without reinforcement. 10 beams reinforced with surface brushed texture substrate, 5 of them with metal connectors bonded to the substrate. Beams were made with self-compacting concrete of 20 MPa, 2ø12,5 mm to longitudinal bottom reinforcement and 2ø5 mm at longitudinal top. The stirrups were ø5 mm and 10 cm long run. The beams were submitted to four-point load bending test. Previously to the rupture and reinforcement, all the beams were submitted to the project load up to its deflection's stabilization, later, the load was reduced to 80% and executed the reinforcement and finally tested to rupture. The reinforcement was composed of 5 cm grouting increase on the sides and bottom of the beam in a length of 140 cm, symmetrically of the center. The additional reinforcement was similar to the used in the beam. The applied force, the displacement, deformations in steel and in concrete were measured. In direct shear tests in blocks, the connectors contributed to increase in the rupture average stress in 70.8%. The reference beams broken by flexure with loads next to those calculated. The results, the flexure reinforcement was efficient, increasing the load capacity by 44% and changed the rupture mechanism to shear at the unreinforced section. At the beams with connectors the increase was of 47%, a little superior because they had not only been total requested.

Keywords: structural strengthening; reinforced concrete structures; concrete-grout interface; connectors.

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

Letras Romanas

Ac_{exist}	- Área de concreto do substrato
Ac_{ref}	- Área de concreto do reforço
A_l	- Área da interface de ligação
A_p	- Área de armadura de protensão
As	- Área da seção transversal da armadura
A_{sw}	- Área da armadura transversal que atravessa a interface
a_{sw}	- Área da seção transversal da armadura transversal
a_v	- Distância entre os pontos de momento nulo e máximo
b	- Largura da interface
bw	- Base da viga
CG	- Centro de gravidade
cm	- Centímetro
cm^2	- Centímetro quadrado
d	- Altura útil da viga
F	- Força de cisalhamento na interface
f_{cc}	- Resistência à compressão média do concreto
f_{cd}	- Resistência de cálculo do concreto
F_{hd}	- Força horizontal de cálculo
F_{hu}	- Força horizontal última
F_{md}	- Valor médio da força de compressão ou de tração
f_y	- Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	- Resistência de cálculo da armadura

f_{ywd}	- Resistência ao escoamento de cálculo do aço
I	- Momento de inércia da seção transversal
kg	- Quilograma
$\text{kN} \times \text{m}$	- QuiloNewton metro
lbf/in^2	- Libras por polegadas quadradas
m^3	- Metro cúbico
M_d	- Momento fletor de cálculo
mm	- Milímetro
R_{cc2}	- Força de compressão no concreto moldado no local
R_{ci}	- Força de cisalhamento resistente
R'_d	- Valor de cálculo da resistência da estrutura após o reforço
R_k	- Valor característico de resistência da estrutura reforçada original
R'_k	- Valor característico de resistência da estrutura reforçada
s	- Espaçamento da armadura
S	- Momento estático da área do concreto novo em relação ao CG da seção transversal
S'_d	- Valor de cálculo das solicitações atuantes na estrutura após o reforço
S_d	- Valor de cálculo das solicitações atuantes na estrutura original
S_k	- Valor característico das solicitações atuantes na estrutura original
S'_k	- Valor característico das solicitações atuantes na estrutura reforçada
V	- Força cortante na seção
VC	- Viga com conectores metálicos na interface
V_d	- Força cortante de cálculo
VL	- Viga com superfície da interface lisa
VRef	- Viga de referência
V_{sw}	- Parcada da força cortante resistida pela armadura transversal
x	- Posição da linha neutra
γ'_f	- Coeficiente de segurança relativo às ações para a estrutura reforçada
γ'_m	- Coeficiente de segurança que considera incertezas relativas aos materiais na estrutura reforçada
γ_f	- Coeficiente de segurança relativo às ações para a estrutura original
$\gamma_{fg,ad}$	- Coeficiente para ações oriundas de cargas permanentes a ser adicionadas

$\gamma_{fg,exist}$	- Coeficiente para ações oriundas de cargas permanentes já existente na estrutura
γ_{fq}	- Coeficiente para ações oriundas de cargas accidentais
γ_m	- Coeficiente de segurança que considera incertezas relativas aos materiais na estrutura original
γ_n	- Coeficiente de minoração das capacidades resistentes
$\gamma_{n,K}$	- Coeficiente aplicável à rigidez da peça
$\gamma_{n,M}$	- Coeficiente aplicável para resistência aos momentos fletores
$\gamma_{n,V}$	- Coeficiente aplicável para resistência aos esforços cortantes
γ_{Rd}	- Coeficiente de segurança que considera incertezas relativa a resistências
γ_{Sd}	- Coeficiente de segurança que considera incertezas relativas às solicitações
z	- Distância entre a resultante das tensões normais R_{cc} e R_{st}

Letras Gregas

β_c	- Coeficiente de minoração aplicado ao concreto
β_s	- Coeficiente de minoração aplicado à armadura
$\Delta\gamma_c$	- Coeficiente de minoração da resistência dos materiais
$\Delta\gamma_s$	- Coeficiente de minoração da resistência do aço
θ	- Coeficiente de redução da resistência
λ	- Constante relacionado com a densidade do concreto
μ	- Coeficiente de atrito interno
μ_e	- Coeficiente efetivo de atrito-cisalhamento
ν	- Coeficiente relativo à força axial
ρ	- Taxa geométrica da armadura
ρ_{sw}	- Taxa geométrica da armadura que atravessa a interface da ligação
ρ_v	- Taxa geométrica de armadura perpendicular à interface
σ_n	- Tensão de compressão normal
σ_{pd}	- Tensão na armadura de protensão
σ_s	- Tensão na armadura
σ_{sd}	- Tensão de escoamento do aço
τ	- Tensão de cisalhamento
τ_c	- Tensão de adesão

τ_{Rd}	- Tensão de cisalhamento resistente
τ_{Sd}	- Tensão de cisalhamento de cálculo
τ_u	- Tensão última de cisalhamento
\emptyset	- Diâmetro

Abreviaturas

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- American Concrete Institute
CEB	- Comité Euro-Internacional du Béton
FIB	- Fédération Internationale du Béton
GPa	- Giga Pascal
MC	- Manual Code
MPa	- Mega Pascal
NBR	- Norma Brasileira de Regulamentação
PRF	- Polímero reforçado com fibra
PRFA	- Polímero reforçado com fibra de aramida
PRFC	- Polímero reforçado com fibra de carbono
PRFV	- Polímero reforçado com fibra de vidro

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Lei da evolução de custos.	23
Figura 2 - Relação da origem dos problemas patológicos com relação às etapas das obras.	27
Figura 3 - Operação de descarregamento da estrutura.	29
Figura 4 - Compatibilidade necessária para os materiais.	30
Figura 5 - Deformações de elementos compostos por materiais com módulos de elasticidade diferentes.....	30
Figura 6 - Fluxograma para diagnose de uma estrutura.	31
Figura 7 - Preparação da viga que foi reforçada por encamisamento.	32
Figura 8 - Etapa de concretagem da viga reforçada.	33
Figura 9 - Tipos de encamisamento em vigas reforçadas à flexão.....	34
Figura 10 - Estados de tensão e deformação antes e depois do reforço à flexão em vigas.	35
Figura 11 - Modos de ruína para vigas reforçadas à flexão por encamisamento.	36
Figura 12 - Esforços produzidos pela protensão de vigas.	37
Figura 13 – Aspecto final da obra de reforço por protensão externa.	37
Figura 14 - Esquema geométrico dos cabos de protensão.....	38
Figura 15 - Modos de ruína típicos para vigas reforçadas por protensão externa.	39
Figura 16 - Estados de tensão e deformação em uma viga reforçada sob carregamento.	41
Figura 17 - Ruptura por descolamento da chapa e por arrancamento do concreto do cobrimento.	43
Figura 18 - Reforço por colagem de lâminas de fibras de carbono.	44
Figura 19 - Reforço por colagem de lâminas de fibras de carbono.	44
Figura 20 - Modos de ruína em vigas reforçadas por colagem de polímeros reforçados por fibra de carbono.	46
Figura 21 - Esquema de ensaio das vigas.	47

Figura 22 - Ligação das armaduras original e de reforço.....	48
Figura 23 - Modelo resistente da viga reforçada.....	48
Figura 24 - Esquema de ensaio das vigas.....	51
Figura 25 - Detalhamento das seções transversais das vigas.....	51
Figura 26 - Detalhamento das vigas biapoiadas.....	52
Figura 27 - Detalhamento das vigas contínuas.....	52
Figura 28 - Esquema de ensaio realizado por Santos (2006).	55
Figura 29 - Detalhamento das vigas.....	55
Figura 30 - Características geométricas do reforço.....	56
Figura 31 - Armaduras utilizadas no reforço.....	56
Figura 32 - Preparação da viga para reforço.....	57
Figura 33 - Transferência integral de tensões de cisalhamento horizontal em vigas compostas.....	64
Figura 34 - Evolução da tensão de aderência em relação ao deslocamento do concreto novo e substrato.....	66
Figura 35 - Idealização de um sistema de reparo superficial.....	67
Figura 36 - Mecanismo resistente de cisalhamento.....	68
Figura 37 - Mecanismos de transferência de cisalhamento na interface de concreto com superfície rugosa.....	69
Figura 38 - Avaliação da tensão cisalhante horizontal na interface.....	70
Figura 39 - Equilíbrio de forças para avaliação da tensão.....	71
Figura 40 - Modelos das vigas ensaiadas por Loov e Patnaik.....	73
Figura 41 - Tipos de seções T usadas por Loov e Patnaik.....	74
Figura 42 - Rupturas na interface das vigas.....	75
Figura 43 - Teoria atrito-cisalhamento.....	76
Figura 44 - Distância entre pontos de momento nulo e máximo.....	78
Figura 45 - Valores dos coeficientes β_c e β_s	79
Figura 46 - Cisalhamento horizontal em uma seção composta.....	81
Figura 47 - Conectores concreto-concreto.....	85
Figura 48 - Conectores de barras soldadas utilizadas na ligação armadura-armadura.....	86
Figura 49 - Conectores para ligação de concretos.....	86
Figura 50 - Utilização do conector tipo Dywidag.....	87
Figura 51 - Conector tipo dywidag.....	87

Figura 52 - Esquema de ensaio das vigas.....	89
Figura 53 - Superfícies dos corpos de prova prismáticos.....	91
Figura 54 – Esquema de montagem das fôrmas para produção dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto.....	91
Figura 55 - Corpos de prova utilizados para determinação da resistência ao cisalhamento direto.....	92
Figura 56 - Esquema de ensaio de cisalhamento direto.....	92
Figura 57 – Esforços gerados na viga.....	93
Figura 58 - Detalhamento da viga original.....	96
Figura 59 - Armadura das vigas de referência.....	96
Figura 60 - Fôrmas para produção das vigas de referência.....	97
Figura 61 - Lixamento das armaduras longitudinais de tração.....	98
Figura 62 – Vigas de referência.....	98
Figura 63 - Viga reforçada.....	99
Figura 64 - Comprimento do reforço por graute.	99
Figura 65 - Estados de tensão e deformação da seção original.	101
Figura 66 - Estado de tensão da seção reforçada.....	102
Figura 67 - Estado de deformação da seção reforçada.	103
Figura 68 - Detalhamento seção transversal das vigas reforçadas.	104
Figura 69 - Fôrma para execução do reforço.....	104
Figura 70 - Conector metálico utilizado na superfície do substrato.	105
Figura 71 - Esquema colagem dos conectores metálicos.	105
Figura 72 - Sistema para aquisição de dados.....	107
Figura 73 - Esquema de localização dos extensômetros.	107
Figura 74 - Realização ensaio resistência à compressão do concreto.	108
Figura 75 - Ensaio módulo de elasticidade do concreto.	110
Figura 76 - Ensaio da barra de aço.	110
Figura 77 - Situação da interface de ligação do conector metálico após ruptura.	112
Figura 78 - Vista da viga V1Ref com fissura inicial de cisalhamento.	113
Figura 79 - Vista da parte central das vigas rompidas por flexão.	113
Figura 80 - Gráficos carga x deslocamento vertical no centro das vigas de referência. ...	114
Figura 81 - Gráficos carga x deformação na face superior do concreto (face comprimida).	115

Figura 82 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior da viga.	115
Figura 83 - Gráficos carga x deslocamento vertical no centro das vigas reforçadas.....	120
Figura 84 - Gráficos carga x deformação na face superior do concreto (face comprimida).	120
Figura 85 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do substrato.	121
Figura 86 - Gráficos carga x deformação na face superior do graute (região comprimida).	121
Figura 87 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do reforço. .	122
Figura 88 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL1.	123
Figura 89 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL2.	124
Figura 90 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL3.	124
Figura 91 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL4.	125
Figura 92 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL5.	126
Figura 93 - Gráficos carga x deslocamento vertical no centro da viga reforçada e com conectores.	129
Figura 94 - Gráficos carga x deformação na face superior do substrato (face comprimida).	130
Figura 95 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do substrato.	130
Figura 96 - Gráfico carga x deformação na face superior do graute (região comprimida).	131
Figura 97 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do reforço. .	131
Figura 98 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC1.....	133
Figura 99 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC2.....	134
Figura 100 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC3.....	135
Figura 101 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC4.....	136
Figura 102 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC5.....	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Possíveis causas para o surgimento de patologias no concreto.....	21
Tabela 2 - Características das vigas e séries.....	47
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Altun (2004).....	49
Tabela 4 - Armaduras utilizadas nas vigas.....	50
Tabela 5 - Resultados das vigas submetidas a ensaios estáticos.	53
Tabela 6 - Resultados das vigas submetidas a ensaios estáticos.	53
Tabela 7 - Resultados das vigas ensaiadas por Santos (2006).....	58
Tabela 8 - Fatores parciais para $\gamma'm$	60
Tabela 9 - Casos de reforço por aumento da seção transversal da peça por concreto com a utilização de fôrmas.....	61
Tabela 10 - Casos de reforço por aumento da seção transversal da peça por concreto projetado.	61
Tabela 11 - Valores de $\gamma's/\gamma_s$ para aço, sendo $\gamma_s=1,15$	62
Tabela 12 - Coeficientes de minoração das capacidades resistentes.	62
Tabela 13 - Tipos de mecanismos de resistência aos esforços na interface de ligação.....	66
Tabela 14- Valores para os coeficientes de atrito-cisalhamento.	83
Tabela 15 - Tipos de aspereza para superfície lisa.	84
Tabela 16 - Tipos de aspereza para superfície rugosa.	84
Tabela 17 - Valores dos coeficientes β e μ	85
Tabela 18 - Propriedades dos sistemas Dywidag.	87
Tabela 19 - Determinação da quantidade de repetições.	89
Tabela 20 - Características e propriedades SikaGrout® 250.....	100
Tabela 21 - Propriedades do Sikadur® Epóxi.	106
Tabela 22 - Especificações extensômetros.	107
Tabela 23 - Resultados ensaios resistência à compressão do concreto.	109

Tabela 24 - Coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento.	109
Tabela 25 - Resultado ensaio módulo de elasticidade aos 28 dias.	110
Tabela 26 - Resultados dos ensaios de tração das barras de aço.	111
Tabela 27 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto.	111
Tabela 28 - Resultados das vigas originais (V1Ref à V5Ref).	113
Tabela 29- Características do concreto e graute no ensaio das vigas de interface sem conector.	117
Tabela 30 - Cargas, flechas e tipos de ruptura para as vigas de interface lisa sem conector.	118
Tabela 31 - Resultados e cálculos dos momentos e cargas atuantes na seção reforçada. .	119
Tabela 32 - Deformações dos elementos constituintes das vigas no momento da ruptura.	123
Tabela 33 - Características do concreto substrato e graute para as vigas de interface com conectores metálicos colados.....	126
Tabela 34 - Cargas, flechas e tipos de ruptura para as vigas de interface com conectores metálicos colados.....	127
Tabela 35 - Resultados e cálculos dos momentos e cargas atuantes na seção reforçada. .	128
Tabela 36 - Deformações dos elementos constituintes das vigas no momento da ruptura.	132
Tabela 37 - Dados do ensaio para carga de 60 kN	138
Tabela 38 - Média e coeficiente de variação para carga de 60 kN.	138
Tabela 39 - Valores resistentes aos esforços cortantes.....	139
Tabela 40 - Análise de variância – fator único.....	141
Tabela 41 - Análise de Variância entre VL e VC - fator único	141

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	20
1.1. Considerações preliminares	20
1.2. Justificativa da pesquisa.....	23
1.3. Objetivos	24
1.4. Estrutura do trabalho.....	25
CAPÍTULO 2 - REFORÇO DE ESTRUTURAS	26
2.1. Fundamentos para o reforço estrutural de vigas	28
2.2. Tipos de reforço	31
2.2.1. Encamisamento	32
2.2.2. Protensão externa	36
2.2.3. Reforço por colagem e fixação de chapas de aço	40
2.2.4. Reforço através de lâminas de polímeros reforçados com fibras.....	43
2.3. Estudos realizados por pesquisadores sobre reforço por encamisamento	47
2.3.1. Ensaios realizados por Altun (2004).....	47
2.3.2. Ensaios realizados por CHEONG e MACALEVEY (2000)	49
2.3.3. Ensaios realizados por Santos (2006)	54
2.4. Coeficientes de segurança.....	58
CAPÍTULO 3 - LIGAÇÃO SUBSTRATO/CONCRETO NOVO	63
3.1. Aderência entre substrato e concreto novo	63
3.2. Tensões de cisalhamento na interface de ligação	69
3.3. Modelos de resistência da interface de ligação.....	72
3.3.1. Estudos realizados por pesquisadores	72

3.3.1.1. Loov e Patnaik (1994).....	72
3.3.1.2. Shaikh (1978).....	75
3.3.2. Pela teoria atrito-cisalhamento	76
3.3.3. Modelos recomendados pelas normas	77
3.3.3.1. Conforme a ABNT NBR 9062:2006	77
3.3.3.2. Conforme o PCI 2004 e o ACI-318 2011	80
3.3.3.3. Conforme a FIB MC 2010.....	83
3.4. Conectores.....	85
CAPÍTULO 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	88
4.1. Planejamento experimental	88
4.2. Materiais	90
4.3. Ensaio de cisalhamento direto	90
4.4. Dimensionamento das vigas	93
4.4.1. Vigas de referência.....	93
4.4.1.1. Momento fletor resistente.....	94
4.4.1.2. Armaduras longitudinais e transversais.....	94
4.4.1.3. Fôrmas	97
4.4.1.4. Extensômetros colados nas armaduras	97
4.4.1.5. Concretagem e cura.....	98
4.4.2. Vigas reforçadas.....	99
4.4.2.1. Cálculo do reforço.....	100
4.4.2.2. Fôrmas para execução do reforço.....	104
4.4.2.3. Conectores metálicos.....	105
4.4.2.4. Programa de aplicação de cargas	106
4.4.3. Medidas das deformações e deslocamentos	106
CAPÍTULO 5 - RESULTADOS E ANÁLISES	108
5.1. Ensaios de caracterização do concreto substrato	108
5.1.1. Resistência à compressão	108

5.1.2. Módulo de elasticidade.....	109
5.2. Ensaio do aço	110
5.3. Ensaios de cisalhamento direto.....	111
5.4. Ensaios das vigas	112
5.4.1. Ensaio das vigas de referência	112
5.4.2. Ensaio das vigas reforçadas com superfície da interface lisa sem conector ..	117
5.4.3. Ensaio das vigas reforçadas de superfície da interface com conectores metálicos colados	126
5.4.4. Análise geral dos resultados das vigas	137
5.5. Análise da influência dos reforços na carga de ruptura por ANOVA	140
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	142
6.1. Conclusões	142
6.2. Sugestões para trabalhos futuros.....	143
REFERÊNCIAS.....	144

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Considerações preliminares

A Engenharia Civil é uma área em constante evolução, fazendo parte do conhecimento humano desde os primórdios. Há milhares de anos o homem busca desenvolver materiais que possuam características de elevada resistência, vida útil ampliada e que necessite da menor manutenção possível.

Segundo Süsskind (1987), o concreto armado é um material viável e de grande confiabilidade, sendo sua viabilidade garantida pelo trabalho conjunto do concreto e da armadura que promove perfeita aderência entre estes materiais, pela semelhança entre os coeficientes de dilatação térmica do aço e concreto e pela proteção química e física que o concreto oferece para as armaduras. O concreto armado foi um dos materiais desenvolvidos, sendo considerado um dos mais importantes e adequados para a Engenharia Estrutural, superando alternativas viáveis, como madeira, aço ou alvenaria. O concreto é um material de construção durável que requer menor manutenção do que estruturas de outros materiais (ROMERO, 2007). É crescente o número de pesquisas visando o desenvolvimento da tecnologia do concreto e de novas técnicas construtivas, que possibilitem maior praticidade de execução, aumento da resistência e vida útil, além da redução de custos das estruturas (SANTOS, 2006).

As estruturas em concreto armado apresentam características relevantes de durabilidade e resistência, sendo às vezes considerada uma estrutura eterna. Porém as estruturas de concreto podem se deteriorar sob ação de cargas, efeitos térmicos, agentes químicos, entre outros, ocasionando problemas que podem comprometer a utilização ou resistência da

estrutura. É necessário prever nas fases de projeto e execução uma manutenção preventiva da estrutura (SÁNCHEZ FILHO, 1998). Conforme Romero (2007), reparo e reforço de estruturas podem ser necessários devido ao envelhecimento natural, projeto inadequado, influências ambientais e acidentes, aumento das exigências de segurança e mudanças no tipo da utilização. A falta de manutenção ou o uso incorreto deste tipo de estrutura pode acarretar em manifestações patológicas de intensidade e incidência significativa.

A preocupação com a qualidade e a incidência de patologias nas construções é bem antiga (FORTES, 2000). As principais razões para o surgimento de patologias são os erros de projeto, erros de execução, danos causados por incêndio ou colisões, mudança do tipo de utilização para a qual foi projetada, ou seja, acréscimo de carga na estrutura, entre outros (SANTOS, 2006). A Tabela 1 apresenta as possíveis causas para o surgimento de manifestações patológicas no concreto.

Tabela 1 - Possíveis causas para o surgimento de patologias no concreto.

Etapa	Possíveis causas
Concepção da estrutura (Projeto)	<p>Elementos de projetos inadequados, má definição das ações atuantes, modelo analítico não apropriado, deficiência no cálculo, etc.</p> <p>Falta de compatibilidade entre estrutura e arquitetura, assim com os demais projetos.</p> <p>Especificação inadequada de materiais.</p> <p>Detalhamento insuficiente ou errado.</p> <p>Detalhes construtivos inexequíveis.</p> <p>Falta de padronização das representações (convenções).</p> <p>Erros de dimensionamento.</p>
Execução da estrutura (Construção)	<p>Baixa capacitação e falta de experiência de profissionais.</p> <p>Instalação inadequada do canteiro de obras.</p> <p>Deficiência na confecção de fôrmas, escoramentos, posicionamento e quantidade de armaduras.</p> <p>Baixa qualidade dos materiais e componentes.</p> <p>Baixa qualidade do concreto, desde sua fabricação até a cura.</p>
Utilização da estrutura (Manutenção)	<p>Utilização inadequada.</p> <p>Falta de um programa de manutenção apropriado.</p>

Fonte: Adaptado de BEBER, 2003.

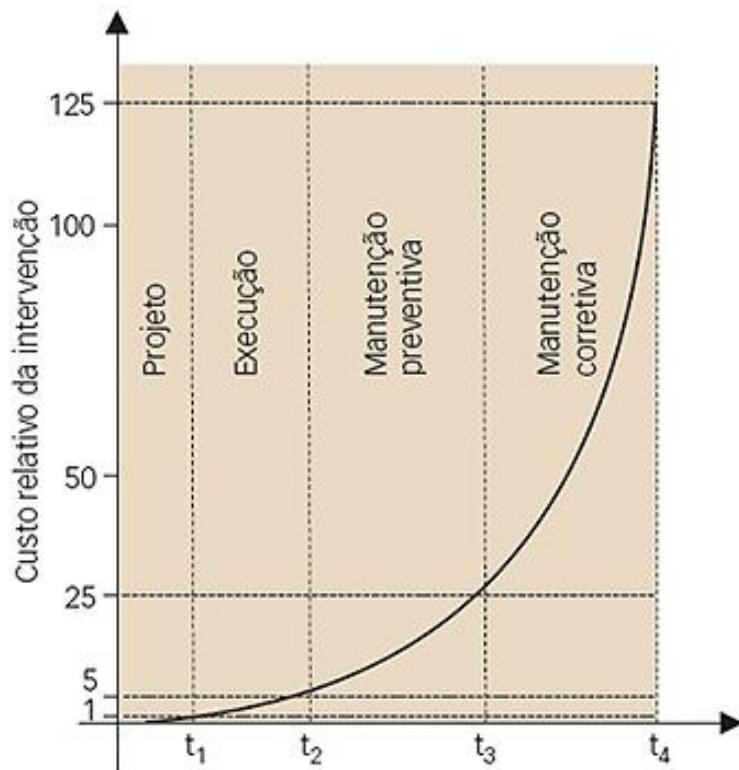
A detecção de patologias nas estruturas de concreto proporciona uma preocupação, sendo indispensável aplicação de técnicas para restauração ou incremento da capacidade portante do elemento estrutural, ocasionando elevados custos e necessidade de aprimoramentos destas técnicas. De acordo com Reis (1998), para as estruturas que necessitam de reabilitação devem ser adotadas algumas medidas, tais como:

- Restrição no uso ou diminuição da sobrecarga.
- Redução da vida útil e indicação de controle periódico de um perito.
- Modificação no sistema estrutural e/ou redistribuição dos esforços.
- Demolição de pisos mais altos ou partes da construção.
- Reforço/restauração de apoio ou elementos danificados.
- Substituição de elementos fortemente danificados.

O uso de técnicas de recuperação e reforço implica na elaboração de um projeto de reabilitação que consiste no diagnóstico do problema, viabilidade técnica e econômica, definição da técnica a ser aplicada e os materiais a ser utilizados. Sendo de grande importância que os materiais utilizados neste tipo de serviço possuam características melhores do que da estrutura a ser recuperada.

Segundo consulta realizada no catálogo da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas - o projeto de reforços no Brasil não possui normalizações. Além disto, os serviços de reforço ocasionam elevado custo e mão-de-obra especializada. Na Figura 1, adaptada por Helene (1992), é representado o custo relativo da intervenção estrutural em relação ao período de tempo, sendo as etapas construtivas e de uso divididas em quatro períodos correspondentes a fase de projeto, execução, manutenção preventiva e manutenção corretiva. O custo em cada etapa segue uma progressão geométrica de razão cinco (SITTER, 1983).

Figura 1 - Lei da evolução de custos.



Fonte: SITTER, 1983 adaptada por HELENE, 1992.

Ao reforçar uma estrutura, com aumento da seção, um dos fatores fundamentais e mais difíceis de ser tratado é a ligação entre os concretos de diferentes idades, de forma a garantir aderência entre os materiais. Esta aderência é promovida pelo atrito existente entre as superfícies do substrato e do concreto novo, sendo muitas vezes obtida através do tratamento da superfície de ligação e pela forma de aplicação do concreto novo (REIS, 1998).

1.2. Justificativa da pesquisa

A realidade das construções no Brasil mostra que, é grande o número de estruturas em concreto armado suscetíveis de reabilitação (PIANCASTELLI, 1997). Quando uma estrutura não é mais capaz de atender de maneira adequada as suas funções, é necessário reabilitá-la, ou seja, torná-la apta a satisfazer com segurança a demanda da sociedade (REIS, 1998). Frequentemente elementos estruturais são danificados por uso impróprio, por acidentes ou falta de manutenção, tornando os serviços de reabilitação estrutural uma tarefa comum (MARTINS E GUIMARÃES, 1998). Porém existem sistemas complexos neste tipo de intervenção. Uma das complexidades é a ligação entre elementos moldados

em diferentes idades, sendo um dos fatores que podem trazer sérias consequências, quando não analisada e projetada de forma adequada. Esta ligação, entre substrato e concreto novo, é determinante para o desempenho, durabilidade e eficácia de todos os serviços de reforço estrutural, por conseguinte é de fundamental importância o conhecimento de sua influência.

O reforço de vigas de concreto armado por encamisamento é um tipo de reforço que necessita de ligação adequada entre os concretos de diferentes idades, substrato e reforço. Visando garantir uma boa qualidade desta ligação, são empregados conectores metálicos que necessitam de perfurações na viga, tanto para colagem quanto para traspassar o elemento estrutural a ser reforçado. Este tipo de serviço é complexo e requer atenção aos pontos nos quais podem ser perfurados. No entanto, o reforço de vigas por encamisamento utilizando graute, tendo a superfície do substrato com conectores metálicos colados, facilitaria a execução do reforço estrutural e forneceria adequada ligação entre elementos concretados em diferentes idades. Entende-se que após a análise do comportamento estrutural dos elementos em estudo, este trabalho possa oferecer parâmetros importantes para os projetos de reforço estrutural.

O substrato, citado neste trabalho, é a viga original adotada como referência para os estudos e que não possui nenhum tipo de reforço ou intervenção.

1.3. Objetivos

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar a influência de um tipo de conector metálico colado na interface de ligação entre substrato de concreto e graute, visando o aumento da capacidade portante em vigas de concreto armado reforçadas à flexão por aumento da seção da viga e pela adição de armaduras.

Os objetivos específicos consistem em:

- a) Verificar o comportamento da ligação entre substrato e concreto novo.
- b) Apresentar os mecanismos de transferência de esforços na interface de ligação.
- c) Apresentar modelos analíticos e empíricos, disponíveis na literatura, para a resistência ao cisalhamento na interface entre substrato e concreto novo.
- d) Verificar a influência de um tipo de conector colado a ser utilizado em serviços de reforço estrutural.

1.4. Estrutura do trabalho

Visando alcançar os objetivos propostos pelo trabalho, o capítulo 1 apresenta a introdução do tema, o objetivo, a justificativa e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 trata do reforço de estruturas, trabalhando os conceitos, os tipos de reforço e as patologias que podem ocorrer nestes serviços.

O capítulo 3 aborda a importância da ligação entre a superfície do concreto substrato e o concreto novo, a influência da rugosidade, o coeficiente de atrito, a aderência entre concreto e graute, os conectores utilizados para os serviços de reforço, bem como os tipos e o dimensionamento dos mesmos.

O programa experimental, que consiste no planejamento experimental, na metodologia, nos materiais e equipamentos utilizados é apresentado no capítulo 4.

No capítulo 5 são apresentados os resultados e as análises dos ensaios de flexão e a influência do conector nos resultados.

O capítulo 6 apresenta as considerações finais e conclusões do trabalho.

CAPÍTULO 2

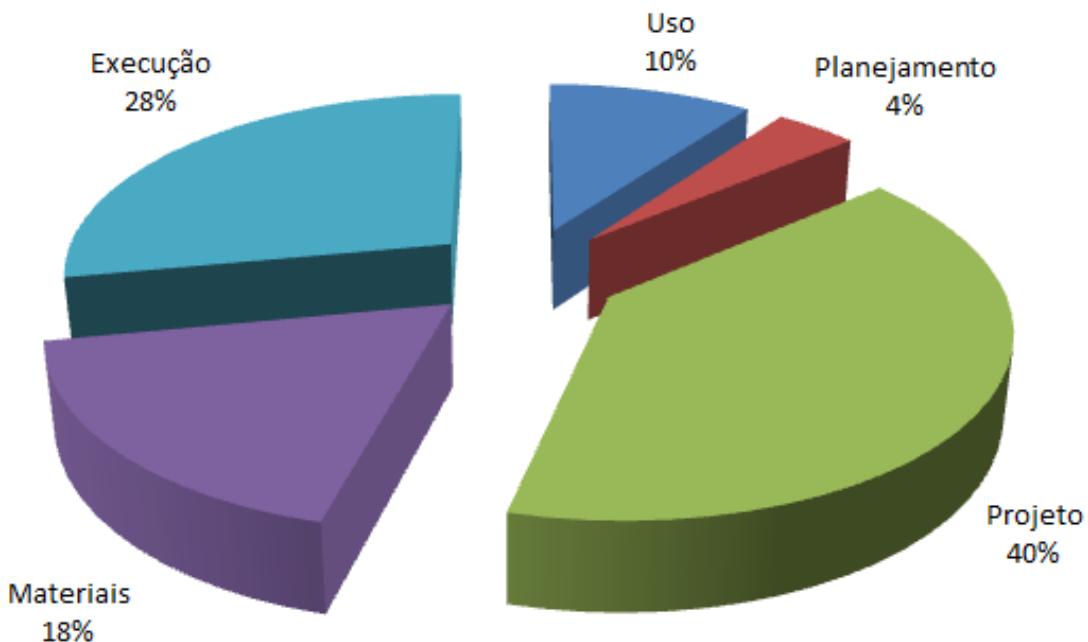
REFORÇO DE ESTRUTURAS

Com o intuito de obter um melhor entendimento deste trabalho, serão descritos a seguir, os principais termos técnicos utilizados na área de reforço e reabilitação de estruturas. O restabelecimento das condições originais ou aumento da capacidade das estruturas ou dos elementos consiste basicamente no processo de reparo e reforço (SANTOS, 2006).

Segundo Souza e Ripper (1998), patologia das estruturas é a área da Engenharia Civil que estuda as origens, formas de manifestações, consequências e os mecanismos de ocorrência das falhas e dos processos de degradação das estruturas. Os processos de deterioração das estruturas dividem-se em causas intrínsecas, que tem origem nos materiais e elementos estruturais utilizados, e em causas extrínsecas (TOMERMAN, 2011).

Segundo Helene (1992), os problemas patológicos apresentam manifestações externas, salvo raras exceções, sendo de fundamental importância conhecer a origem destas patologias para proceder à reabilitação estrutural. Uma vez identificada a causa da deterioração da estrutura de concreto armado, mediante diagnóstico, é necessário realizar manutenção corretiva e um procedimento de recuperação deve ser iniciado. A origem dos problemas, bem como o percentual da ocorrência em cada etapa é representada na Figura 2.

Figura 2 - Relação da origem dos problemas patológicos com relação às etapas das obras.



Fonte: Adaptado de HELENE, 1992.

De acordo com o FIB MC (2010), a reabilitação é a intervenção que restaura a funcionalidade de uma estrutura ou componentes ao nível original ou mais alto, tanto do ponto de vista da durabilidade quanto da resistência. Segundo Timerman (2011), a reabilitação de estruturas de concreto envolve uma série de procedimentos para restituir a segurança estrutural e a durabilidade das estruturas. A reabilitação de uma estrutura é a ação necessária para habilitar a estrutura a desenvolver sua função original ou para os novos requisitos e condições de uso. Os materiais utilizados nos serviços de reabilitação devem possuir maior durabilidade, baixa permeabilidade, elevada resistência, boa aderência, baixa retração, boa trabalhabilidade, devem também ser compatíveis com o material substrato para garantir a eficiência da reabilitação.

A recuperação estrutural tem por objetivo restituir as características geométricas, de resistência e desempenho do elemento estrutural a sua função original. Já o reforço estrutural objetiva adequar as estruturas a novos requisitos funcionais, como por exemplo, mudança nos carregamentos (TIMERMAN, 2011). De acordo com Reis (1998), o reforço engloba o aumento da resistência ou a ampliação da capacidade portante da estrutura. Beber (2003) caracteriza reforço como a atividade para elevar o desempenho de uma estrutura, resistência e/ou rigidez. Então, o reforço é a adaptação do elemento estrutural para produzir aumento na sua capacidade de carga.

2.1. Fundamentos para o reforço estrutural de vigas

A necessidade do reforço estrutural surge quando determinado elemento estrutural ou toda a estrutura não é mais capaz de resistir aos esforços solicitantes, podendo ainda ser utilizado quando há alterações no uso da edificação que proporcionam aumento do carregamento atuante e mudanças no sistema estrutural (REIS, 1998; PIANCASTELLI, 1997) e devido aos erros de projeto e/ou construção, materiais sem qualidade, ausência de manutenção periódica, variações térmicas intrínsecas e extrínsecas ao concreto e acidentes - choques, sismos, incêndios, explosões - (SIMÕES, 2007). É importante salientar que no Brasil ainda não existem normalizações destinadas aos projetos e execuções de reforço estrutural.

Para a elaboração do projeto de reforço deve ser feito previamente avaliação da estrutura existente, que envolve a informação disponível sobre projeto e obra, a realização de inspeção e a análise das condições de segurança. É fundamental a consideração dos seguintes aspectos no dimensionamento do reforço (REIS, 1998):

- Garantia das condições de segurança, utilização e durabilidade.
- Proteção ao fogo.
- Limitação de deslocamentos entre elementos novos e velhos.
- Limitação da redistribuição dos esforços.
- Consideração do grau de monolitismo no comportamento das estruturas reforçadas.

Já para a execução do reforço estrutural devem-se seguir alguns procedimentos (SANTOS, 2006):

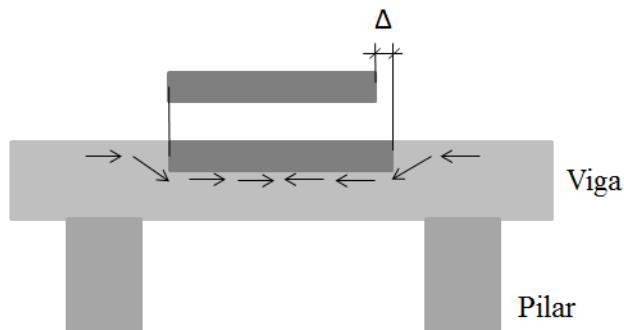
- Diagnosticar o problema e tomar as medidas emergenciais necessárias.
- Verificar a viabilidade do projeto.
- Investigar o estado da estrutura através de ensaios não-destrutivos, considerando sua rigidez e redistribuição de cargas.
- Selecionar o material e a técnica a ser aplicada.
- Projetar, calcular e detalhar o reforço.
- Executar o projeto com controle de qualidade rigoroso.

Em serviços de reabilitação o descarregamento de todas as cargas que possam ser removidas da estrutura é essencial, visando garantir a transmissão de tensões no material

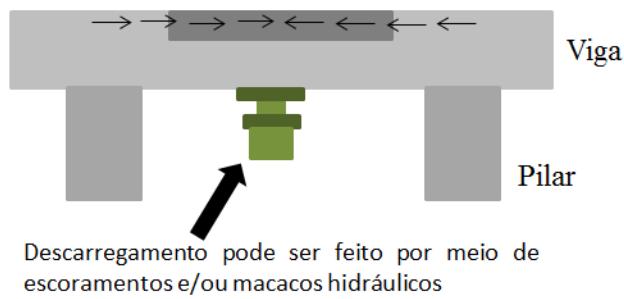
utilizado no processo de reabilitação. Na Figura 3 é apresentada a transmissão de tensões em peças descarregadas e peças não descarregadas.

Figura 3 - Operação de descarregamento da estrutura.

(a) Peça sem descarregamento: o reparo não participa da transmissão de tensões.



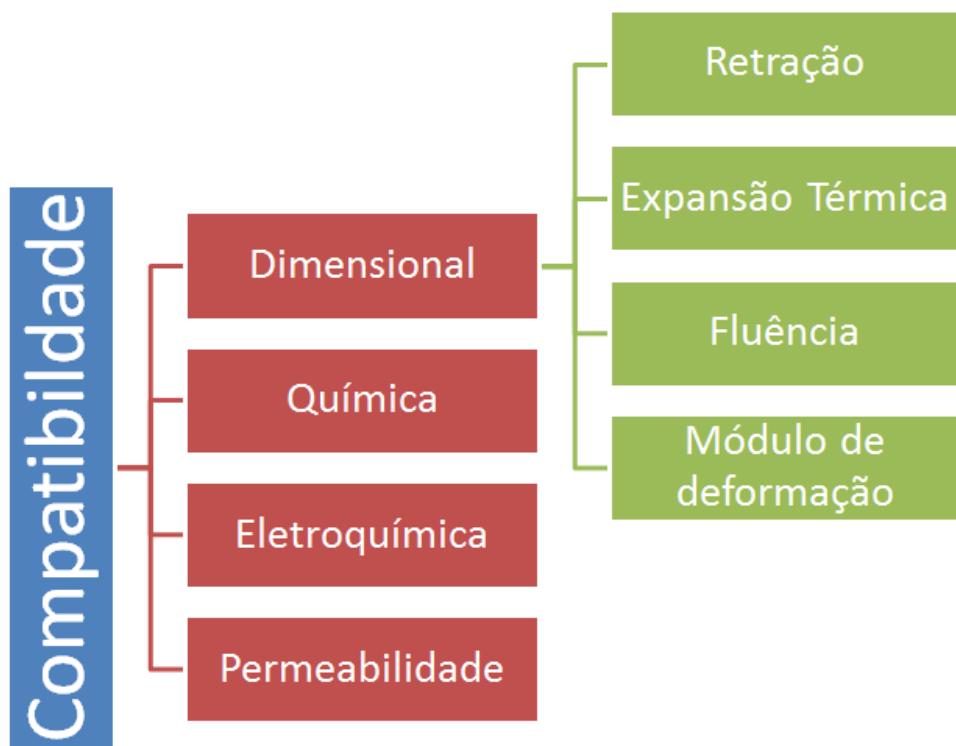
(b) Peça com descarregamento: o material de reparo transmite sua porção de tensão.



Fonte: Adaptado de PEREIRA, 1997 apud REIS, 1998.

Para garantir a eficiência do processo de reforço, os materiais empregados devem possuir boa durabilidade, baixa permeabilidade, boa resistência, boa aderência ao concreto e aço, baixa retração, boa trabalhabilidade e propriedades compatíveis com o concreto e o aço (SIMÕES, 2007). Deve-se também conhecer as propriedades de deformabilidade, que engloba a retração, módulo de deformação longitudinal, coeficiente de dilatação térmica, coeficiente de Poisson. Na Figura 4 podem ser observados fatores que influenciam no comportamento conjunto dos materiais.

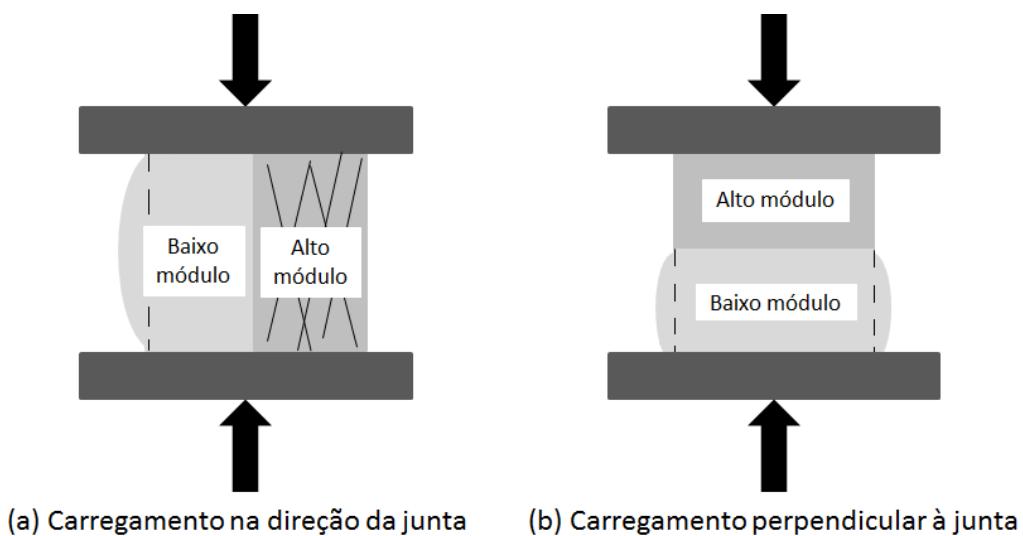
Figura 4 - Compatibilidade necessária para os materiais.



Fonte: Adaptado de PEREIRA, 1997 apud REIS, 1998.

As deformações diferenciais entre substrato e concreto novo podem provocar tensões na interface da ligação, afetando a durabilidade do reforço e a capacidade de transferência de tensões na interface de ligação (REIS, 1998). A Figura 5 apresenta o efeito causado pela deformação diferencial em elementos produzidos por materiais com diferentes módulos de elasticidade.

Figura 5 - Deformações de elementos compostos por materiais com módulos de elasticidade diferentes.

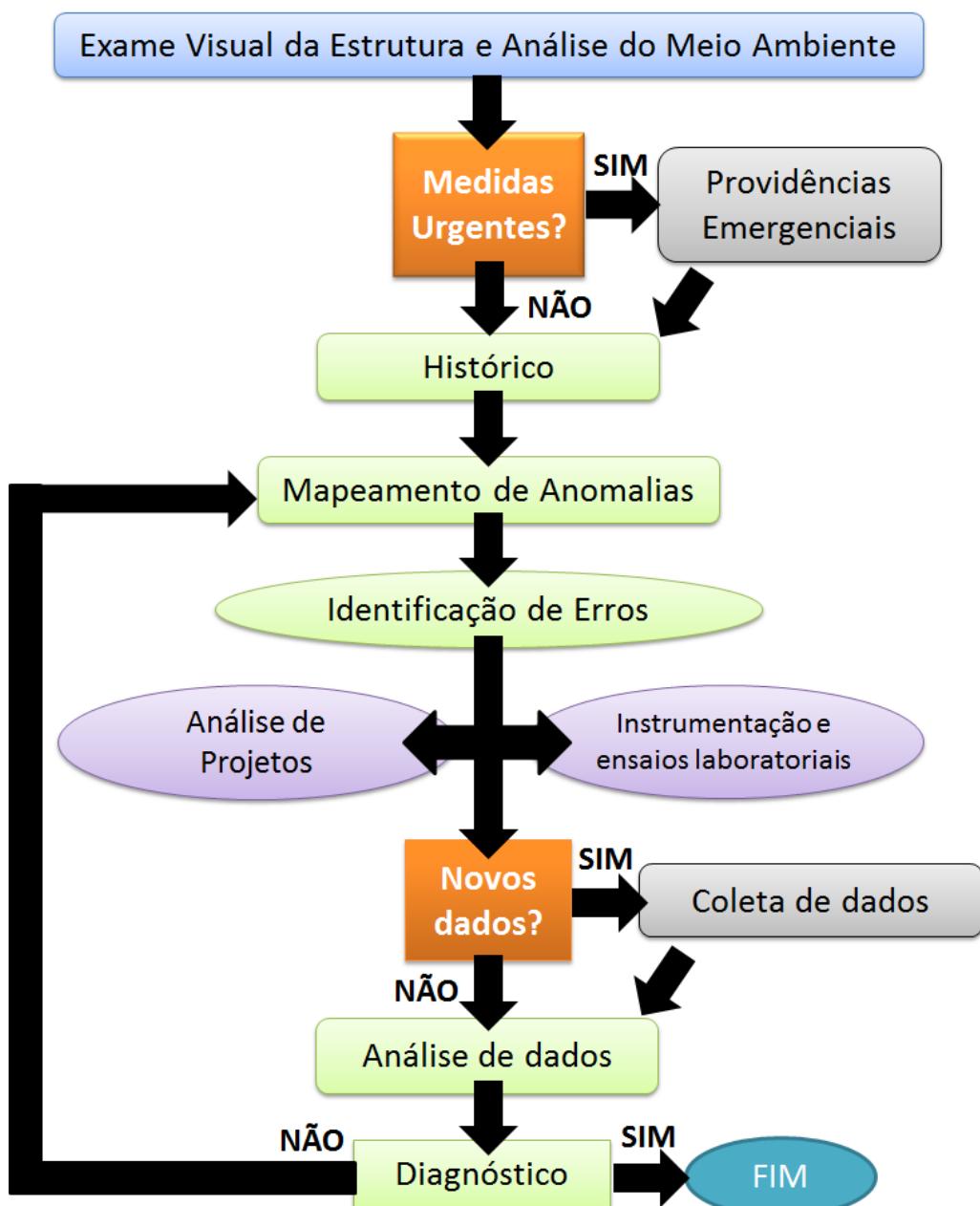


Fonte: Adaptado de ROCHA, 1996 apud REIS, 2003.

2.2. Tipos de reforço

Previamente à escolha da técnica de recuperação ou reforço a ser utilizado é fundamental levantar as origens das patologias que levaram necessidade de reforço, de forma a garantir a durabilidade da estrutura após a intervenção (SIMÕES, 2007). Através da identificação da patologia é possível estabelecer medidas e análises ordenadas para verificar o tipo de problema. Na Figura 6 é apresentado um fluxograma para auxiliar no diagnóstico e identificação do problema patológico.

Figura 6 - Fluxograma para diagnose de uma estrutura.



Fonte: Adaptado de SOUZA E RIPPER, 1998.

Várias são as técnicas utilizadas para o reforço de estruturas de concreto armado e de acordo com Reis (2003), dentre as várias técnicas de reforço à flexão de vigas de concreto armado pode-se citar:

- Reforço por encamisamento.
- Reforço por protensão externa.
- Reforço por colagem e fixação de chapas de aço.
- Reforço através de lâminas de polímeros reforçados por fibras.

Neste capítulo são apresentadas as principais particularidades das técnicas de reforço mais utilizadas e algumas das possíveis patologias nas ligações e modos de ruína que podem surgir em cada tipo de reforço.

2.2.1. Encamisamento

Esta técnica é aplicada pela adição de concreto/argamassa armada aos elementos a ser reabilitados, mediante aumento da seção transversal ou substituição do material deteriorado (REIS, 1998). Na Figura 7 pode ser observada a preparação de uma viga que foi reforçada por encamisamento, já na Figura 8 é possível verificar a etapa da concretagem. Segundo Timerman (2011) o encamisamento consiste basicamente no reforço da estrutura no qual é adicionado nova camada de concreto, microconcreto ou graute, sendo fundamental o conhecimento completo da estrutura, pois esses acréscimos às seções originam um acréscimo de sobrecarga, podendo acarretar outros problemas.

Figura 7 - Preparação da viga que foi reforçada por encamisamento.



Fonte: SANTOS, 2006.

Figura 8 - Etapa de concretagem da viga reforçada.



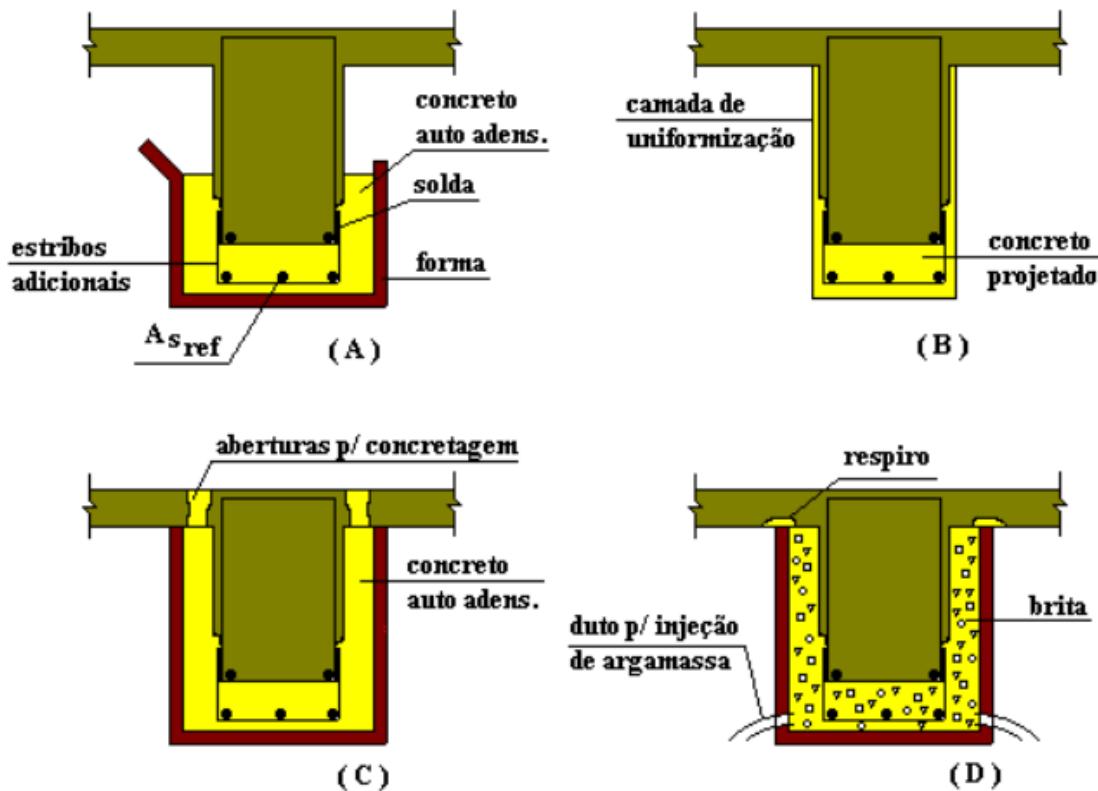
Fonte: SANTOS, 2006.

O reforço por encamisamento é uma técnica muito utilizada por apresentar vantagens que se destacam entre os outros tipos de reforço, são elas (SANTOS, 2006):

- Facilidade de execução.
- Economia, pois não necessita de mão-de-obra especializada e os materiais são de fácil obtenção.
- Possibilidade de conferir ao elemento reforçado os modos de ruptura característicos de seções de concreto armado.

Esta técnica apresenta como desvantagem o uso de fôrmas para concretagem, o aumento da seção transversal dos elementos e a mobilização da área (REIS, 1998). O encamisamento pode ser de forma parcial ou total, mostrados na Figura 9, sendo em (A) encamisamento parcial com concreto lançado em fôrma de cachimbo, (B) encamisamento parcial com concreto projetado (com aumento do cobrimento), (C) encamisamento total com concreto lançado por aberturas nas lajes e (D) encamisamento total com argamassa injetada sobre brita acondicionada nas fôrmas.

Figura 9 - Tipos de encamisamento em vigas reforçadas à flexão.



Fonte: PIANCASTELLI, 1997.

Vigas reforçadas por encamisamento são peças compostas, formadas pela ligação de dois concretos de diferentes idades, os quais possuem características distintas. Existe uma interface entre estes concretos, designada neste trabalho por interface concreto substrato-graute, o qual é responsável pela qualidade do reforço, promovida pela aderência. Tal aderência é necessária para impedir o deslizamento entre as partes para que a peça trabalhe monoliticamente. Visando garantir melhor aderência entre as partes de concreto substrato e novo, pode-se trabalhar a superfície da interface e adicionar conectores e pinos.

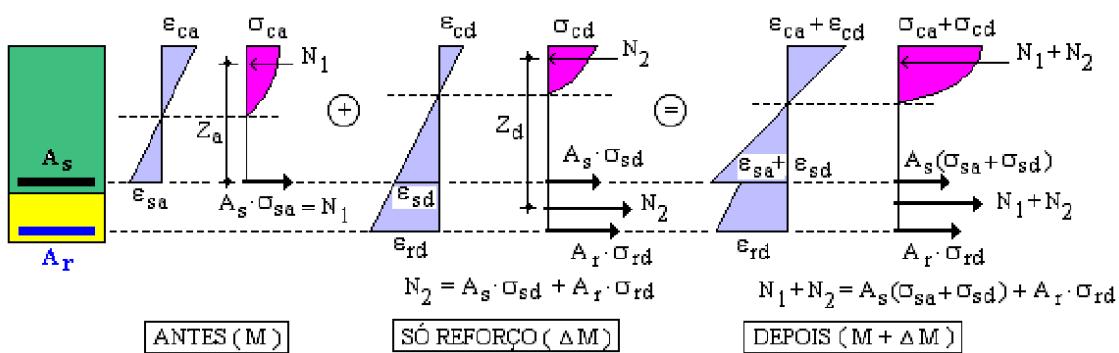
Os materiais utilizados no serviço de reforço devem possuir resistência mecânica, módulo de elasticidade e coeficiente de dilatação compatível com as do substrato. Podem ainda ser tomadas algumas precauções para garantir a aderência e minimizar os efeitos de retração entre concreto substrato e concreto novo:

- Remoção do concreto deteriorado.
- Aplicação de camadas de reforço superiores a 75 mm, de modo a permitir o posicionamento da armadura e facilitar a vibração.
- Tratar armaduras corroídas.

- Limpar a superfície do concreto utilizando jato de água.
- Saturar o concreto antigo durante um período mínimo de seis horas antes da aplicação do material de reforço.
- Aplicar materiais de reforço com maior fluidez, partindo de um mesmo lado da fôrma, evitando a formação de bolhas de ar.
- Criar aberturas nas fôrmas para facilitar o lançamento e adensamento do material de reforço.
- Promover cura por umedecimento da superfície durante, pelo menos, dez dias.
- Utilização de concreto com resistência característica superior a do concreto substrato, excedendo em pelo menos 5 MPa.
- Utilizar superplastificante com o objetivo de reduzir a quantidade de água de amassamento.
- O módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação e resistência mecânica do concreto novo deve ser compatível com o do concreto substrato.

De acordo com Piancastelli (1997), o cálculo do reforço de vigas por encamisamento pode ser feito com base na NBR 6118 da ABNT, considerando as tensões e deformações existentes antes do reforço. A Figura 10, apresenta os estados de tensão e deformação de uma viga submetida ao reforço de flexão por encamisamento.

Figura 10 - Estados de tensão e deformação antes e depois do reforço à flexão em vigas.

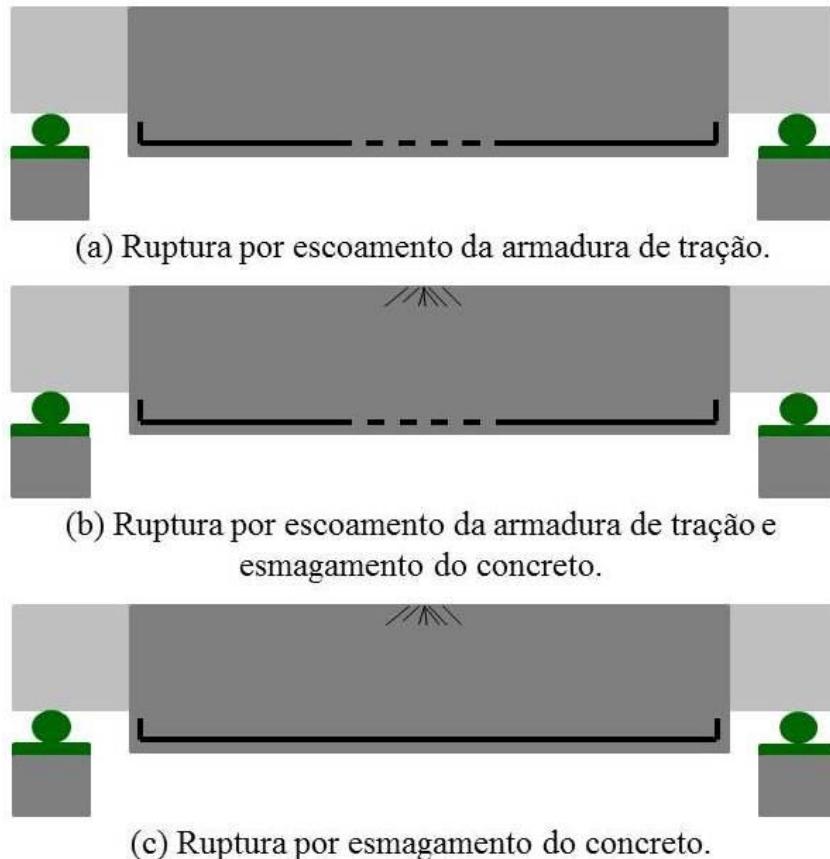


Fonte: PIANCASTELLI, 1997.

Os modos de ruína de vigas reforçadas por encamisamento, desde que garantida a aderência perfeita na ligação do substrato e concreto novo, são os mesmos para as seções de concreto armado: escoamento do aço e/ou esmagamento do concreto (SANTOS, 2006).

Na Figura 11 são apresentados estes modos de ruína para vigas reforçadas à flexão por encamisamento.

Figura 11 - Modos de ruína para vigas reforçadas à flexão por encamisamento.



Fonte: Adaptado de SANTOS, 2006.

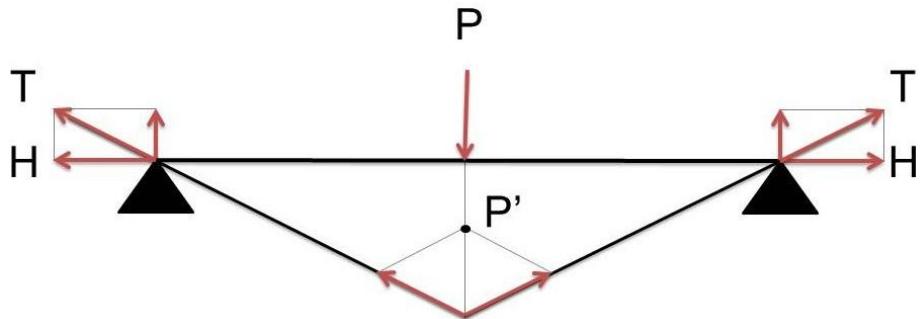
2.2.2. Protensão externa

De acordo com Romero (2007), a protensão externa foi um método de construção nos anos cinquenta, e tem sido efetivamente utilizada para aumentar a resistência à flexão e ao cisalhamento, diminuindo a deformação em elementos de concreto armado. Beber (2003) cita que este método foi redescoberto como uma excelente alternativa para o reforço de estrutura de concreto armado, após permanecer latente por algum tempo.

O reforço por protensão externa de vigas de concreto armado consiste basicamente na introdução de solicitações contrárias às provocadas pelas cargas atuantes na estrutura, diminuindo as deformações e flechas. O bom desempenho deste tipo de reforço é relacionado com a eficiência da ancoragem e dos dispositivos de desvios dos cabos

(SANTOS, 2006). Na Figura 12 pode ser observado o esquema de esforços produzidos pela protensão externa de vigas.

Figura 12 - Esforços produzidos pela protensão de vigas.



Fonte: Adaptado de SOUZA E RIPPER, 1998.

A introdução de solicitações contrárias pode ser promovida pela utilização de cordoalhas, fios ou barras, sendo capaz de incrementar a capacidade resistente do elemento estrutural através de uma componente vertical contrária às provocadas pelas cargas externas e permanentes. O reforço por protensão externa também pode:

- Reduzir aberturas de fissuras e flechas.
- Redistribuir esforços em vãos de vigas.
- Aumentar a capacidade portante das vigas.
- Suprir a deficiência de armaduras internas.

A força de protensão é transmitida para a viga através de desviadores e ancoragens nos extremos. Na Figura 13 é possível verificar o aspecto final de uma estrutura reforçada por protensão exterior e os desviadores utilizados.

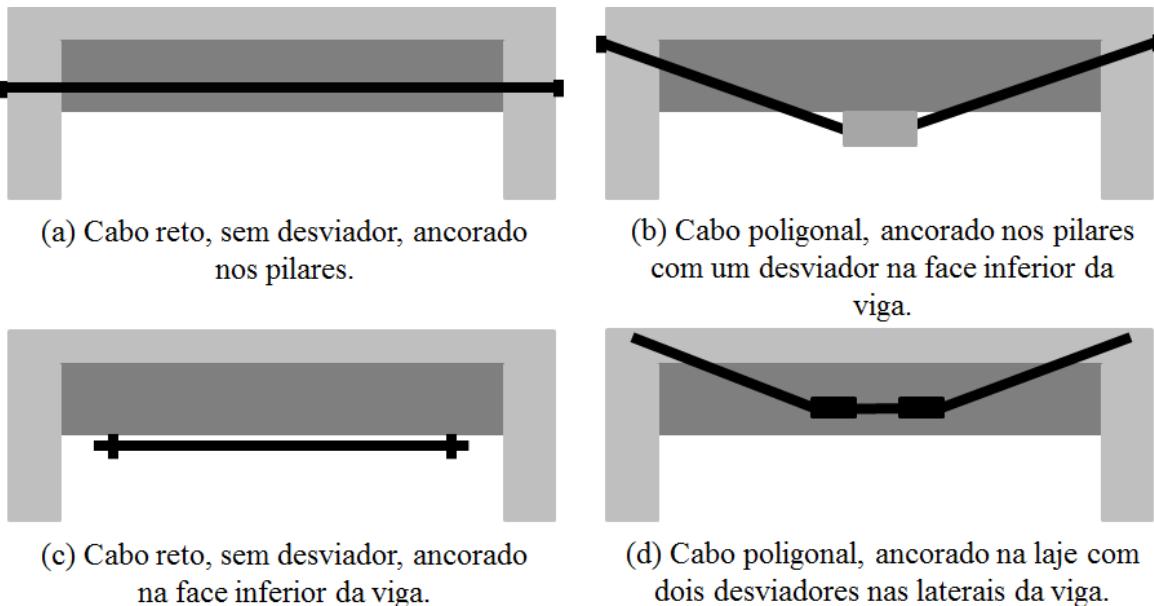
Figura 13 – Aspecto final da obra de reforço por protensão externa.



Fonte: Adaptado de DA SILVA E AGOSTINHO, 2008.

Desviadores são elementos adicionados à estrutura com a finalidade de desviar os cabos de protensão em determinados pontos. Nos casos de cabos retos os desviadores funcionam mais como fixadores (ROMERO, 2007). A Figura 14 ilustra algumas geometrias dos cabos que podem ser utilizados no reforço por protensão externa.

Figura 14 - Esquema geométrico dos cabos de protensão.



Fonte: Adaptado de ALMEIDA E HANAI (2001) *apud* SANTOS (2006).

Os esquemas nos quais utilizam cabos retos podem ser utilizados para diminuir abertura de fissuras e reduzir flechas excessivas. A eliminação de um pilar de uma estrutura pode ser feita adotando o esquema do cabo poligonal, visto que é gerada força vertical que substitui o apoio oferecido pelo pilar (ROMERO, 2007).

De acordo com Simões (2007), as vantagens no uso da protensão externa para reforço são:

- Aumento da resistência à flexão e ao esforço cortante, sem aumento significativo no peso próprio das vigas.
- Fissuras de flexão existentes antes da execução do reforço podem se fechar completamente após a protensão.
- Possibilidade de aumento da excentricidade dos cabos através de desviadores na face inferior das vigas.
- Perdas por atrito de cabos externos são menores do que cabos internos.
- Fácil inspeção, re-protensão e substituição de cabos.

- Possibilidade de execução do serviço de reforço sem interrupção do uso da construção.

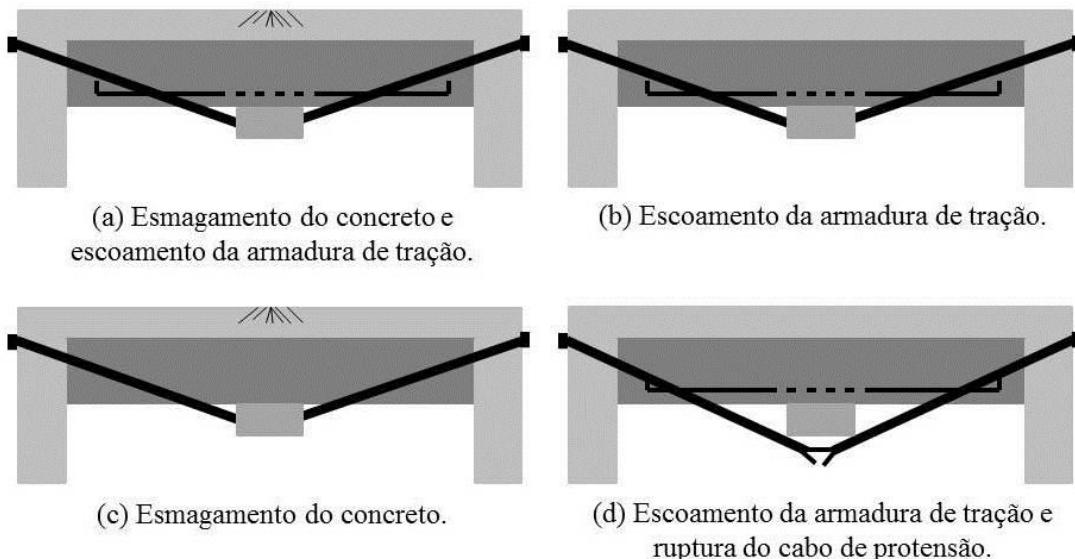
Almeida (2001) *apud* Simões (2007) menciona que alguns aspectos devem ser observados no reforço por protensão externa:

- Avaliação do estado de tensões ao qual está submetido o concreto para que o acréscimo de força axial não cause sua ruptura.
- Execução de sistema de proteção eficiente contra fogo e corrosão para cabos externos.
- O detalhamento dos desviadores e ancoragens deve levar em consideração a concentração de tensões nas regiões de sua localização.

De acordo com Santos (2006), os modos de ruína de vigas reforçadas por protensão externa são basicamente por (ver Figura 15):

- Escoamento do aço.
- Esmagamento do concreto.

Figura 15 - Modos de ruína típicos para vigas reforçadas por protensão externa.



Fonte: Adaptado de SANTOS, 2006.

O modo de ruína provocado pela ruptura do cabo de protensão pode ocorrer antes ou após o escoamento do aço passivo (SANTOS, 2006).

2.2.3. Reforço por colagem e fixação de chapas de aço

O reforço por colagem e fixação de chapas de aço é uma técnica aplicada em casos de deficiência nas armaduras existentes, e quando as dimensões estruturais e a qualidade do concreto estão adequadas. Em casos onde não se pode alterar significativamente a seção transversal das vigas ou quando houver necessidade da rápida operação, o reforço por chapas metálicas pode ser viável. É utilizado para combater os esforços cortantes e o momento fletor em vigas, consistindo basicamente na colagem e/ou fixação de chapas de aço na superfície de concreto por meio de um adesivo epóxi.

A superfície de concreto onde irá ser colada a chapa deve ser escarificada e limpa. A aplicação do adesivo epóxi é feita para que ocorra a transmissão de esforços atuantes na estrutura para a chapa de aço colada. Quando as chapas forem coladas com o objetivo de reforço à flexão, deve-se prever uma largura de chapa um pouco menor que a largura da viga, cobrindo as extremidades com adesivo para evitar a penetração de água. Para garantir a ligação entre adesivo, chapa e concreto é indicado que seja aplicada pressão constante e leve na chapa contra o concreto.

Algumas recomendações para o reforço utilizando chapas de aço coladas são:

- Espessura da resina epoxídica inferior a 1,5 mm.
- Espessura da chapa deve ser inferior a 3,0 mm, exceto em casos de utilização de conectores metálicos nas regiões de ancoragem.
- Deve haver aderência perfeita entre a superfície de concreto, o adesivo epoxídico e a chapa, com tratamentos da superfície para o concreto e a chapa de aço.
- Necessidade de manter pressão leve e uniforme na colagem da chapa de aço contra a superfície do concreto, de acordo com o tempo especificado pelo fabricante do adesivo.
- O incremento na capacidade portante da peça reforçada deve ser inferior a 50% da capacidade original, valendo esta consideração para reforço à flexão e ao cisalhamento.
- Necessidade de proteção contra fogo.

Segundo Santos (2006), a colagem de chapas possibilita rápida reutilização da estrutura, provocando modificações geométricas de pequena ordem, além de aumentar a resistência e rigidez da peça, sendo um serviço de fácil aquisição do material.

Reis (1998) cita como vantagens da utilização desta técnica:

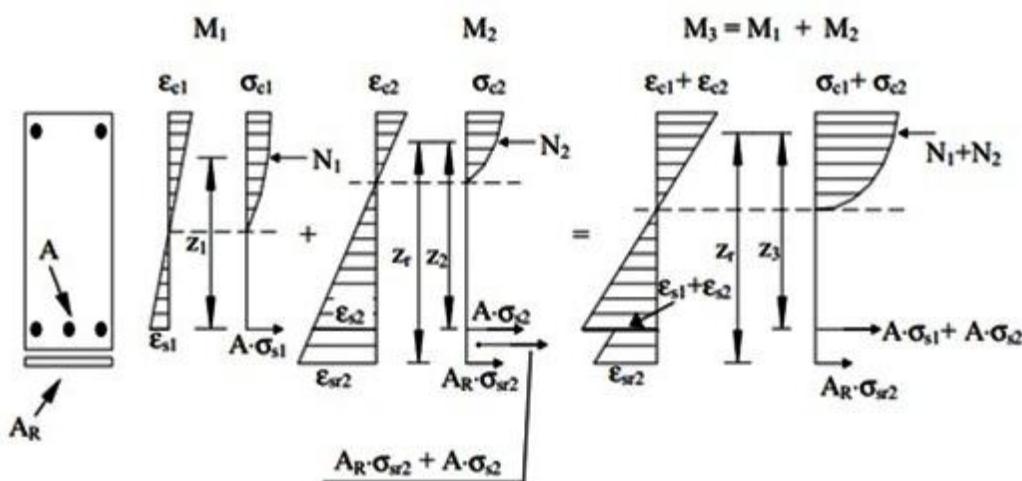
- Rapidez na execução.
- Ausência de vibração e baixo nível de ruídos.
- Pouca interferência no uso da estrutura durante o serviço de reabilitação.
- Não necessita de instalações auxiliares.

As principais desvantagens deste tipo de reforço são (SANTOS, 2006):

- Dificuldade de manipulação.
- Necessidade de escoras.
- Risco de corrosão na interface de ligação aço-adesivo.
- Criação de juntas de ligação entre as chapas, devido às dimensões limitadas.
- Baixa resistência ao fogo.
- Necessidade de aplicação de proteção contra incêndio e corrosão.
- Tendência de descolamento dos bordos da chapa devido à concentração de tensões.

A viga reforçada por colagem de chapas de aço estará submetida à soma de momentos gerado pela aplicação do pré-carregamento e pelo acréscimo de carga após o reforço, conforme apresentado na Figura 16.

Figura 16 - Estados de tensão e deformação em uma viga reforçada sob carregamento.



Fonte: Adaptado de REIS, 2003.

Onde:

M_1 : momento gerado pela aplicação do pré-carregamento.

M_2 : momento gerado pelo acréscimo de carga aplicado após a execução do reforço.

M_3 : momento total (pré-carregamento + acréscimo de carga após o reforço).

$A = A_{sl1}$: área de aço do substrato.

$A_R = A_{sl2}$: área de aço do reforço.

$\varepsilon_{cl} = \sigma_{cl}$: deformação e tensão do concreto gerados pelo pré-carregamento.

$\varepsilon_{sl} = \sigma_{sl}$: deformação e tensão do aço do substrato gerados pelo pré-carregamento.

$\varepsilon_{c2} = \sigma_{c2}$: deformação e tensão do concreto gerados pelo acréscimo de carga após o reforço.

$\varepsilon_{s2} = \sigma_{s2}$: deformação e tensão do aço do substrato gerados pelo momento M_2 .

$\varepsilon_{sr2} = \sigma_{sr2}$: deformação e tensão do aço do reforço gerados pelo momento M_2 .

N_1 e N_2 : resultantes de compressão no concreto em relação a M_1 e M_2 respectivamente.

Z_r : braço de alavanca da armadura do reforço.

Z_1 : braço de alavanca da armadura do substrato devido M_1 .

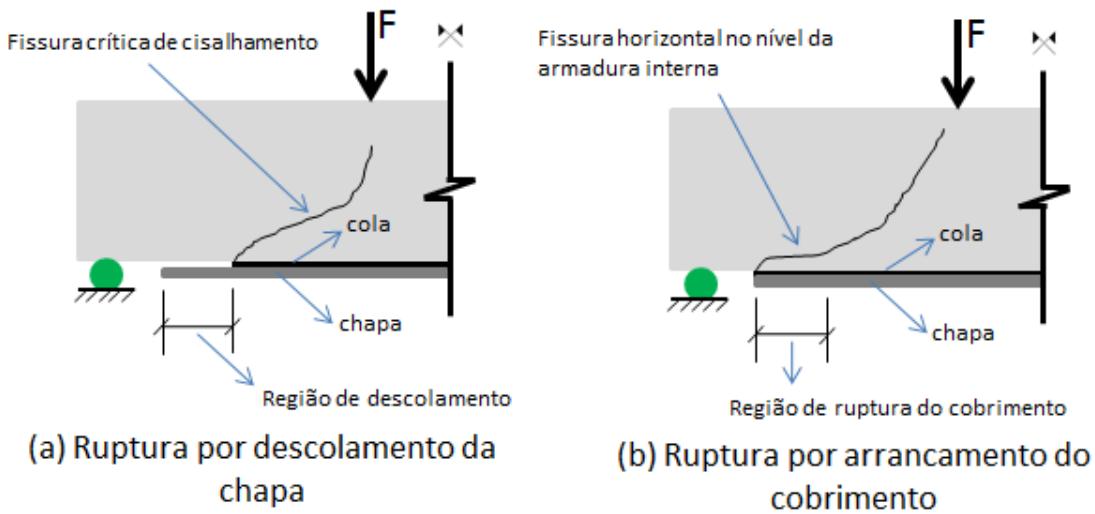
Z_2 : braço de alavanca da armadura do substrato devido M_1 .

Z_3 : braço de alavanca da armadura do substrato devido M_1 e M_2 .

A resistência da chapa não pode ser totalmente utilizada. Para evitar descolamento na região de ancoragem, pode ser utilizado chumbadores metálicos ou estender a chapa até regiões onde ela não seja necessária (REIS, 1998).

O reforço por colagem de chapas de aço está susceptível, além dos modos de ruptura convencionais que podem existir em qualquer elemento de concreto armado, à ruptura por descolamento da chapa ou à ruptura por arrancamento do concreto do cobrimento (REIS, 1998). Na Figura 17 são ilustrados estes dois modos de ruptura.

Figura 17 - Ruptura por descolamento da chapa e por arrancamento do concreto do cobrimento.

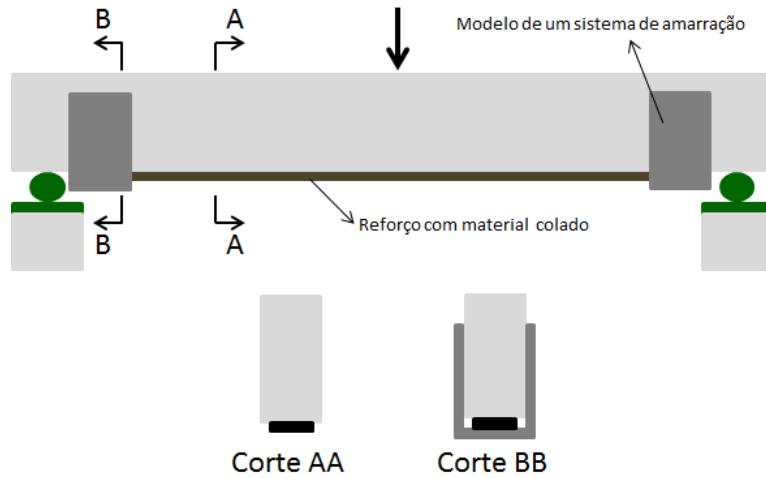


Fonte: Adaptado de REIS, 1998.

2.2.4. Reforço através de lâminas de polímeros reforçados com fibras

Segundo Timerman (2011), a principal aplicação do reforço através de lâminas de polímeros reforçados com fibras é em elementos que necessitam de acréscimos aos esforços de tração. Elevada resistência à tração, baixo peso, resistência à corrosão e à fadiga, amortecimento ao choque e isolamento eletromagnético foram as principais propriedades que atraíram a utilização deste material na construção civil (SANTOS, 2006). A aplicação de reforço por colagem é eficiente, de fácil execução e não aumenta o peso e dimensão do elemento estrutural (ARAUJO, 2002). Na Figura 18 é representado o esquema de reforço por material colado, e na Figura 19 uma estrutura reforçada por colagem de fibras de carbono.

Figura 18 - Reforço por colagem de lâminas de fibras de carbono.



Fonte: Adaptado de SANTOS, 2006.

Figura 19 - Reforço por colagem de lâminas de fibras de carbono.



Fonte: REIS, 2003.

A orientação das fibras pode ser em qualquer direção para melhorar a resistência e a rigidez onde se deseja, podendo ser:

- Unidirecional: todas as fibras orientadas em uma só direção;
- Bidirecional: fibras alinhadas perpendicularmente em duas direções;
- Aleatória: fibras orientadas nas várias direções, em um mesmo plano, podendo ser longas (contínuas) ou curtas.

As fibras são materiais de comportamento elástico, sendo que as longas (contínuas) e as de pequeno diâmetro são as mais apropriadas para o reforço de estruturas de concreto armado, devido à capacidade de transferência de tensões (SANTOS, 2006). A partir dessas fibras,

são obtidos os respectivos compósitos reforçados denominados por: polímeros reforçados com fibra de vidro (PRFV), polímeros reforçados com fibras de aramida (PRFA) e os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC).

De acordo com Souza e Ripper (1998), em casos onde a utilização do aço é restringida tem sido adotado a substituição completa da armadura de aço por polímeros reforçado por fibras. Ainda segundo o autor, o uso de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) tem sido bastante aplicado em pontes e viadutos, no reforço de pilares por confinamento do elemento, proporcionando aumento de resistência e ductilidade.

O reforço estrutural de elementos de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono destaca-se como os mais apropriados por apresentarem alto desempenho mecânico das fibras de carbono, o qual permite significativa redução nas dimensões dos elementos empregados (RIBEIRO, 2011), e tem sido bastante aplicado em reforço à flexão e cisalhamento de vigas e lajes fletidas, sendo que para a utilização desta técnica devem ser feitas duas etapas (FORTES, 2000):

- Preparação da superfície: tem por objetivo retirar a camada superficial, que é pouco resistente e possui sujeira. Pode ser utilizado esmeril ou, cuidadosamente, golpes de talhadeira e marreta. Em seguida, a superfície deve ser limpa, de modo a retirar quaisquer partículas soltas ou desagregadas, evitando a presença de poeira. Deve ser aplicado um *primer* para melhorar as características da superfície e a fixação da resina.
- Aplicação da fibra.

As vantagens do reforço por aplicação de polímeros reforçados com fibras de carbono são (FORTES, 2000):

- Possibilidade de desconsideração do aumento de carga na estrutura, pois, a fibra possui peso próprio pequeno.
- Disponibilidade em qualquer comprimento, não necessitando de juntas.
- Resistência à tração e à fadiga elevada.
- Facilidade de transporte.
- Disponíveis em vários módulos de elasticidade.

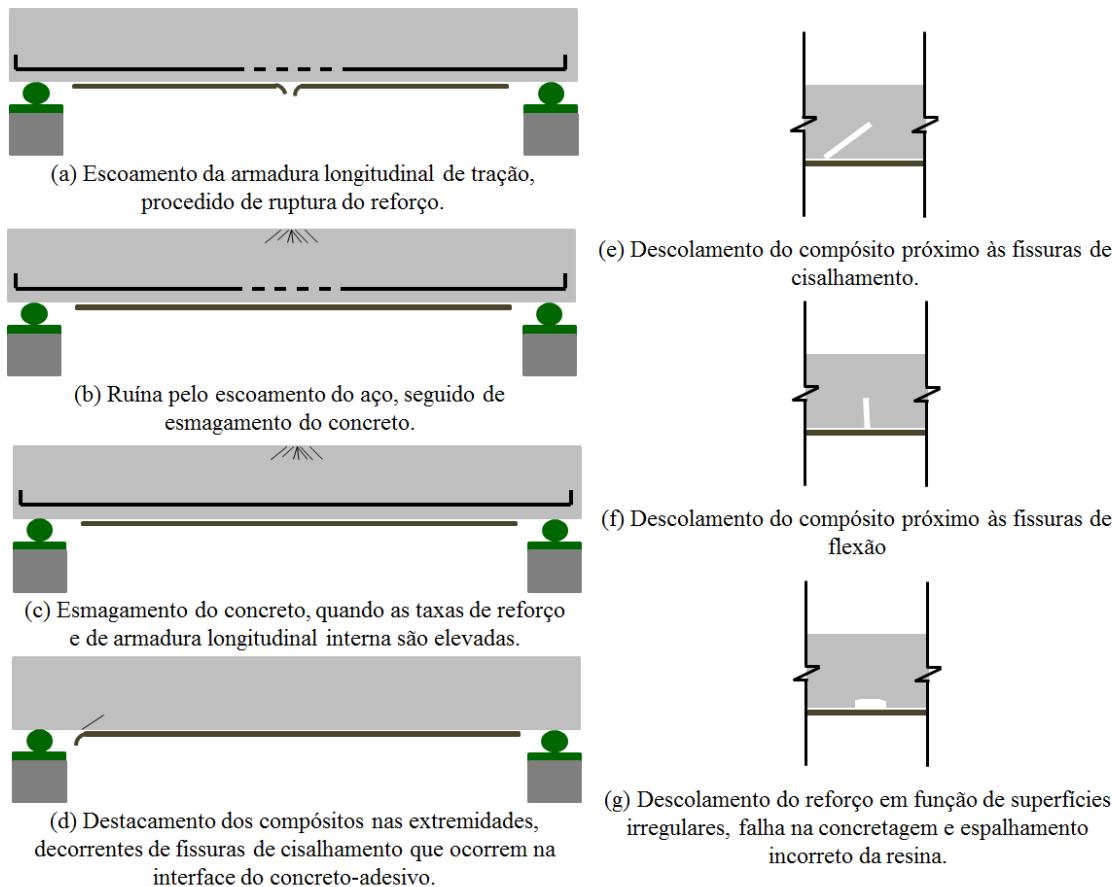
Já Romero (2007), cita como desvantagens do reforço por aplicação de fibras:

- Impossibilidade de visualização de fissuras sob a lâmina ou tecido.
- Custo elevado.
- Necessidade de proteção contra incêndio.
- Coeficiente de dilatação térmica diferente do concreto.
- Tendência de destacamento dos bordos devido à concentração de tensões.

O adesivo estrutural é o material responsável pela colagem do PRF na superfície do concreto e possibilita a transferência de tensões entre os dois materiais, sendo o adesivo de resina epoxídica mais utilizado (SIMÕES, 2007).

O entendimento e a identificação dos modos de ruptura são fundamentais para a análise comportamental dos materiais utilizados no reforço e para os critérios de dimensionamento. Os modos de ruína para o reforço por polímeros reforçados com fibra são apresentados na Figura 20.

Figura 20 - Modos de ruína em vigas reforçadas por colagem de polímeros reforçados por fibra de carbono.



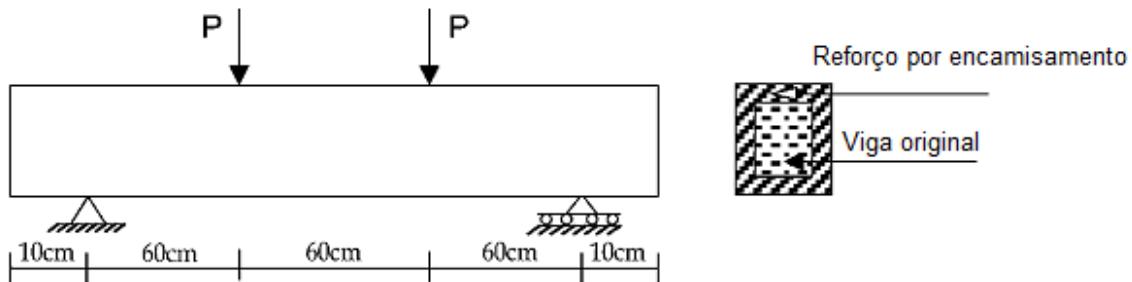
Fonte: Adaptado de TRIANTAFILLOU, 1998 *apud* SANTOS, 2006.

2.3. Estudos realizados por pesquisadores sobre reforço por encamisamento

2.3.1. Ensaios realizados por Altun (2004)

Os ensaios realizados por Altun (2004) foram constituídos por 18 vigas, sendo 9 reforçadas por encamisamento, divididas em 3 séries. As vigas foram ensaiadas conforme esquema apresentado na Figura 21. Na Tabela 2 está descrito a divisão das séries e as características das vigas.

Figura 21 - Esquema de ensaio das vigas.



Fonte: Adaptado de ALTUN, 2004.

Tabela 2 - Características das vigas e séries.

	Série	Nº	Seção transversal	A_s	A_{sw}	A_{sr}	A_{swr}
Sem Reforço	1	1 – 3	15x15 cm	2ø8 mm	Ø8 c/100 mm	-	
	2	4 – 6	20x15 cm	3ø8 mm	Ø8 c/100 mm	-	
	3	7 – 9	20x20 cm	3ø8 mm	Ø8 c/100 mm	-	
Com reforço	4	10 – 12	35x35 cm	2ø8 mm	Ø8 c/100 mm	4ø20 mm	Ø8 c/100 mm
	5	13 – 15	40x35 cm	3ø8 mm	Ø8 c/100 mm	5ø20 mm	Ø8 c/100 mm
	6	16 – 18	40x40 cm	3ø8 mm	Ø8 c/100 mm	5ø20 mm	Ø8 c/100 mm

A_s : armadura longitudinal de tração da viga original.

A_{sw} : armadura transversal da viga original.

A_{sr} : armadura longitudinal de tração do reforço.

A_{swr} : armadura transversal do reforço.

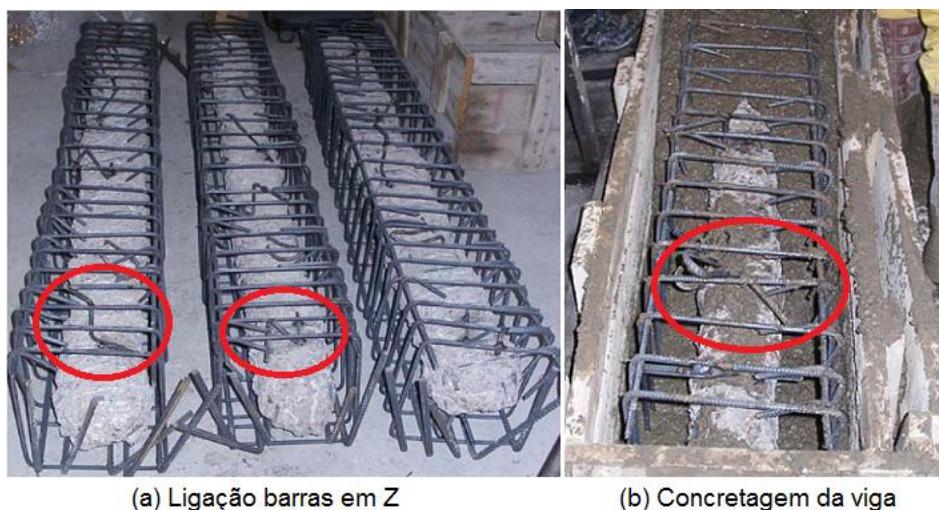
Fonte: Adaptado de ALTUN, 2004.

As vigas de referência foram ensaiadas em apenas um ciclo de carga até a ruptura, aos 28 dias. As vigas reforçadas estavam descarregadas durante a realização do reforço, porém

foram previamente fissuradas, sendo carregadas até ocorrer o escoamento da armadura longitudinal de tração. Os ensaios das vigas reforçadas também ocorreram após 28 dias da concretagem.

Foi realizado apicoamento das vigas antes da aplicação do reforço, numa espessura de aproximadamente 20 mm. Foram utilizadas barras em forma de “Z” para ligação entre a armadura original e a do reforço, tal ligação foi realizada através de soldagem, conforme pode ser observado na Figura 22.

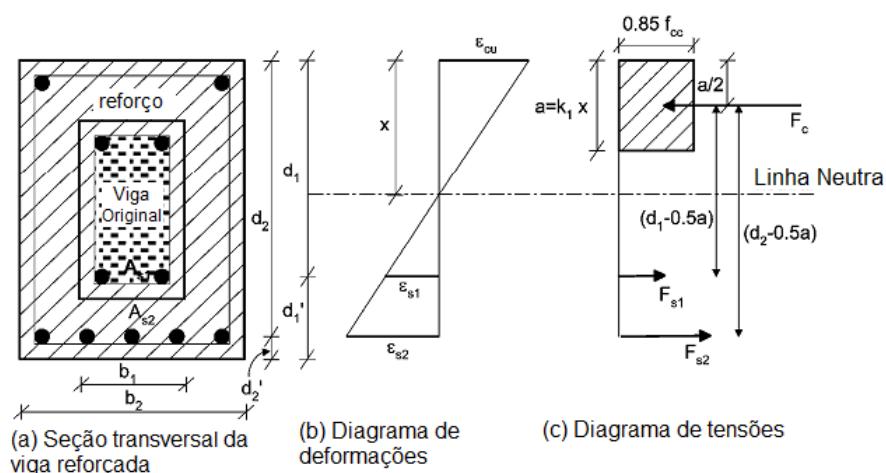
Figura 22 - Ligação das armaduras original e de reforço.



Fonte: Adaptado de ALTUN (2004).

Para o cálculo da carga de ruptura teórica, Altun (2004) levou em consideração as barras longitudinais da viga original, conforme ilustrado na Figura 23.

Figura 23 - Modelo resistente da viga reforçada.



Fonte: Adaptado de ALTUN, 2004.

Na Tabela 3 são apresentadas as cargas de ruptura teórica e experimental, os deslocamentos, o índice de ductilidade e o valor da carga que ocasionou a primeira fissura.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Altun (2004).

Viga	$P_{u,t}$ (kN)	$P_{u,e}$ (kN)	$(P_{u,e}/P_{u,t})$	Carga 1 ^a fissura (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	Índice de ductilidade δ_u/δ_y
1	13,5	19,85	1,47	18	8,9	18,5	2,08
2		23,25	1,72	17,1	8	13,65	1,71
3		23	1,7	13,5	9,9	15,8	1,6
4	19,88	31,5	1,58	16	9,3	13,1	1,41
5		28,05	1,41	15	12,8	19	1,48
6		28,45	1,43	14,2	13	23,5	1,81
7	28,20	39,95	1,42	31	19	28,5	1,5
8		40,25	1,43	30	18	30	1,67
9		40,8	1,45	38	15	24,5	1,63
10	171	262	1,53	75	7,1	15	2,11
11		247	1,44	78	7,65	16,5	2,16
12		246	1,44	86	8,54	17,2	2,01
13	213	283	1,33	104	8,7	21,5	2,47
14		296	1,39	110	7,3	20,75	2,84
15		295	1,38	105	7,8	20,2	2,59
16	254	337	1,33	98	6,7	12,5	1,86
17		343	1,35	108	6,07	12	1,97
18		339	1,33	130	6	11,8	1,97

$P_{u,t}$: carga de ruptura teórica.

$P_{u,e}$: carga de ruptura experimental.

δ_y : deslocamento vertical no meio do vão no instante do escoamento da armadura.

δ_u : deslocamento vertical no meio do vão no instante de ruptura.

Fonte: Adaptado de ALTUN, 2004.

Embora este trabalho apresente uma situação não real de reforço estrutural, devido o encamisamento de toda a seção e o reforço executado na viga descarregada, analisando os resultados obtidos, observa-se que todas as vigas reforçadas tiveram a capacidade resistente aumentada em relação às vigas de referência, apresentando ainda comportamento dúctil.

2.3.2. Ensaios realizados por CHEONG e MACALEVEY (2000)

Os ensaios realizados por Cheong e Macalevey (2000), tinham por objetivo verificar a influência do tipo de aplicoamento, da forma de ancoragem e da quantidade e tipo de ancoragem dos estribos. A forma de ancoragem variou em estribos colados por resina

epóxi e por fixação no topo da mesa através de porcas e arruelas. O apicoamento foi realizado de forma parcial, permanecendo intacta 70% da superfície de concreto com retirada de aproximadamente 6 mm do cobrimento, e, apicoamento completo, remoção do cobrimento ao longo da interface com exposição dos agregados até no máximo 6 mm.

Foram produzidas 17 vigas do tipo T, dimensionadas para rompimento à flexão. Em 12 vigas os ensaios foram realizados com carregamento monoticamente crescente e 3 vigas sobre carregamento cíclico, sendo as vigas biapoiadas e contínuas. 13 vigas foram reforçadas à flexão e ao cisalhamento e 4 monolíticas de referência.

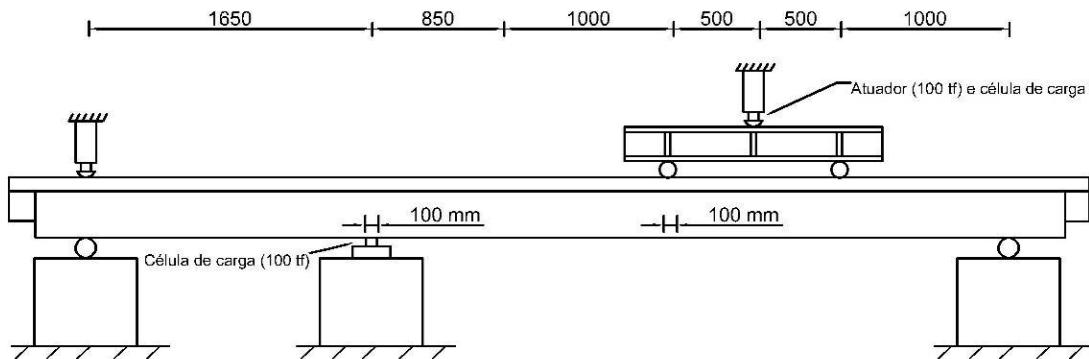
Dentre as vigas biapoiadas, 10 foram submetidas a ensaios com carregamento monoticamente crescente e 2 a carregamento cíclico. Já as vigas contínuas foram ensaiadas apenas com carregamento monoticamente crescente, para confirmar que as vigas biapoiadas podem representar um trecho do vão das primeiras entre duas seções de momento fletor nulo. O esquema de ensaio das vigas é representado na Figura 24, o detalhamento das vigas é apresentado na Figura 25, Figura 26 e Figura 27. As armaduras utilizadas estão referenciadas na Tabela 4.

Tabela 4 - Armaduras utilizadas nas vigas.

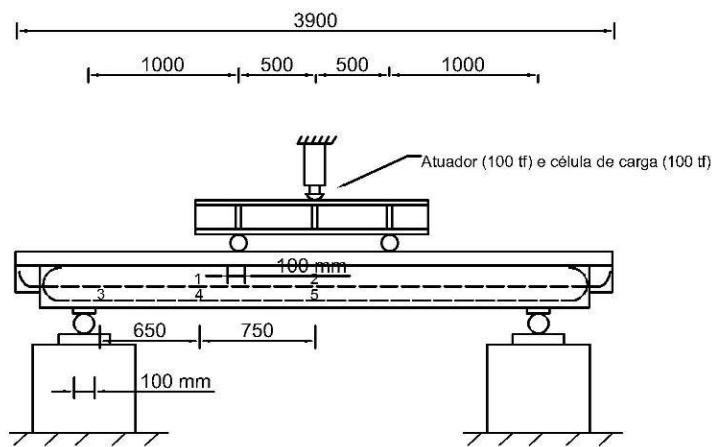
Viga	A1	A2	A3 (2 pernas)	A4 (2 pernas)	A5	A6	A7	A8
2-1 a 2-6 2-10	2ø16	2ø25	ø6 c/ 115	ø6 c/ 150	2ø6	Ø8 c/ 250	-	-
2-9	2ø16	2ø25	ø6 c/ 115	ø6 c/ 75	2ø6	Ø8 c/ 250	-	-
2-8	2ø16	2ø25	ø6 c/ 115	4ø6	2ø6	Ø8 c/ 250	-	-
4-1	2ø10	2ø16	ø6 c/ 190	-	2ø6	Ø8 c/ 250	-	-
6-1 6-2	2ø16	2ø25	ø6 c/ 115	Ø6 c/ 115	2ø10	Ø8 c/ 250	8ø6	2ø25
Obs.: medidas em mm.								

Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY, 2000.

Figura 24 - Esquema de ensaio das vigas.



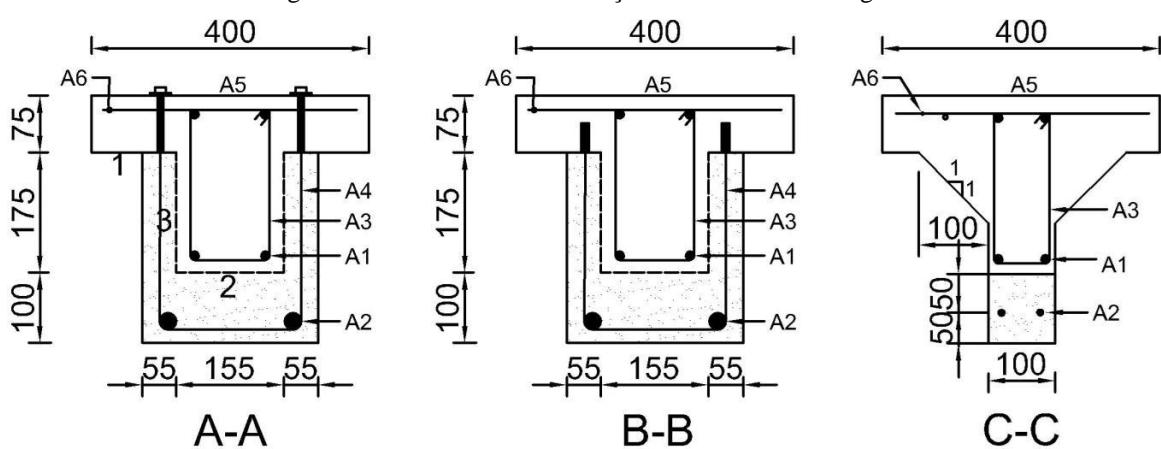
(a) Esquema ensaio viga contínua



(b) Esquema ensaio viga biapoiada

Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY, 2000.

Figura 25 - Detalhamento das seções transversais das vigas.

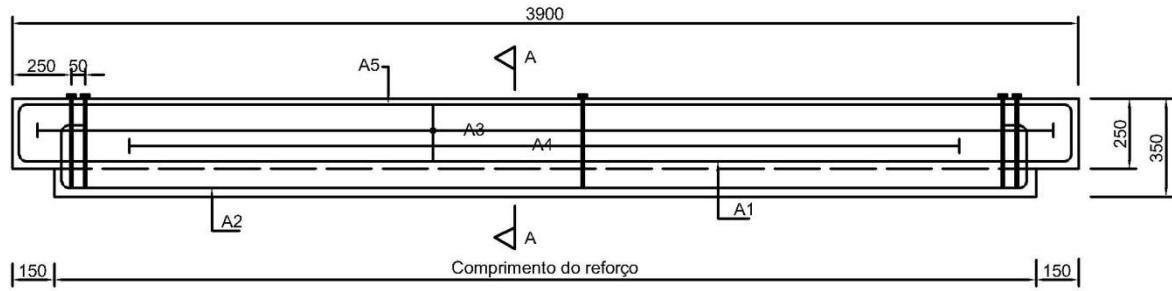


1, 2 e 3 - interfaces viga original-reforço

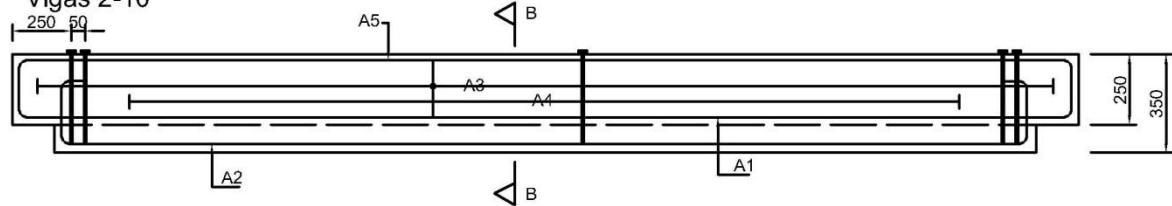
Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY, 2000.

Figura 26 - Detalhamento das vigas biapoiadas.

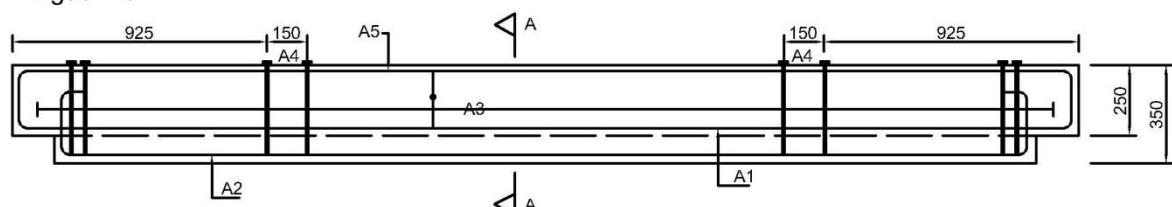
Vigas séries 2, 7, 8 e 9



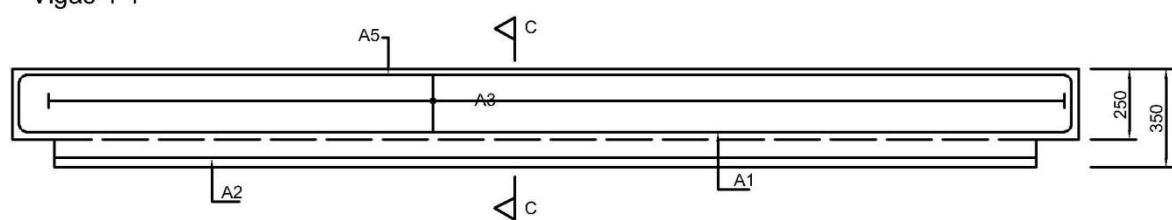
Vigas 2-10



Vigas 2-8



Vigas 4-1



Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY, 2000.

Figura 27 - Detalhamento das vigas contínuas.



Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY, 2000.

Na realização do reforço, as vigas de referência não foram pré-fissuradas. As vigas reforçadas foram ensaiadas após 28 dias da execução do serviço de reforço. Os resultados obtidos durante os ensaios são apresentados na Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 5 - Resultados das vigas submetidas a ensaios estáticos.

Viga	Tipo	Preparação da Interface	f_{cm} – Reforço (MPa)	f_{cm} – Viga original (MPa)	P_u (kN)	Modo de ruptura
2-1	Monolítica	**	**	45	404	Flexão
2-2	Composta	AP	55	45	393	Flexão
2-3	Composta	AC	55	45	433	Flexão
2-4	Composta	AC (3)	70	30	430	Flexão
2-5	Composta	AC (1)	70	50	422	Flexão
2-6	Composta	AC (2)	70	30	410	Cisalhamento
2-8	Composta	AP	55	50	351	Ancoragem (estribos do reforço)
2-9	Composta	AP	55	50	418	Flexão
2-10	Composta	AP	55	50	376	Ancoragem (estribos do reforço)
4-1	Composta	AP	60	50	135	Ruptura na Interface
6-1*	Monolítica	**	**	30	309	Esmagamento concreto (apoio)
6-2*	Composta	AP	60	30	374	Esmagamento concreto (apoio)

AP: Apicoamento Parcial.
 AC: Apicoamento Completo.
 (x): Número para indicação da interface.
 **: Vidas não reforçadas, por ser vidas de referência.

Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY (2000).

Tabela 6 - Resultados das vigas submetidas a ensaios estáticos.

Viga	Tipo	Preparo da Interface	f_{cm} – Reforço (MPa)	f_{cm} – Viga original (MPa)	P_u (kN)	Ciclos	Modo de ruptura
8-1	Monolítica	**	**	50	411	-	Cisalhamento
8-2	Composta	AP	55	45	407	-	Flexão
8-3	Composta	AC	55	45	393	-	Flexão
9-1	Monolítica	**	**	50	-	608738	Ruptura do aço tracionado - Fadiga
9-2	Composta	AC	60	30	-	436139	Ruptura do aço tracionado - Fadiga

Fonte: Adaptado de CHEONG e MACALEVEY (2000).

Os autores concluíram que:

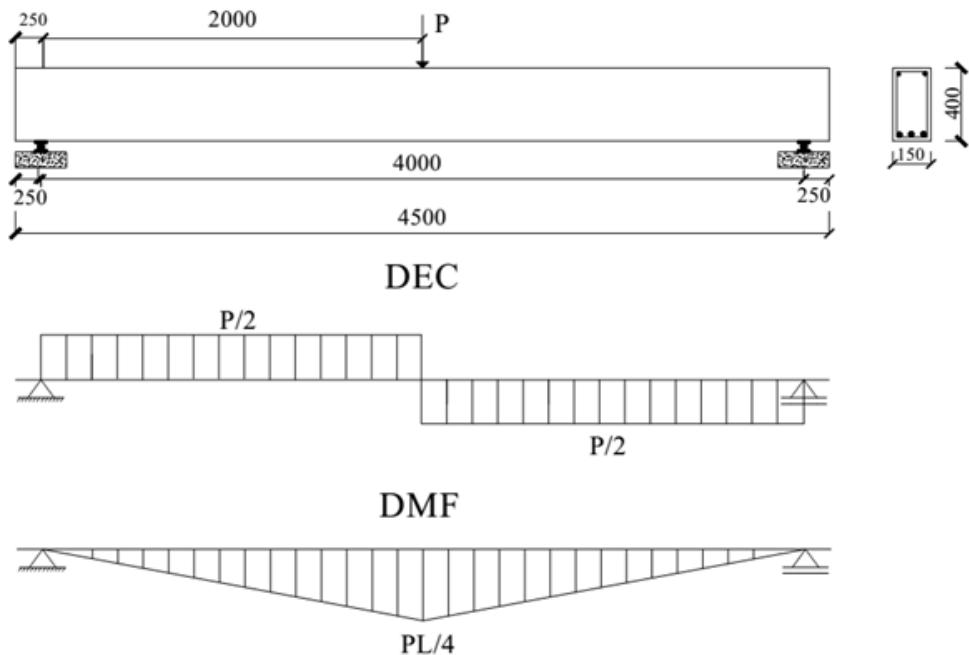
- Tensões de escoamento nos estribos dos reforços foram registradas próximo à face inferior da mesa, mostrando ser necessária uma ancoragem mais adequada desta armadura.
- O carregamento dinâmico moderado de uma viga reforçada por encamisamento não reduziu significativamente a capacidade de carga da viga.
- A largura dos apoios deve ser dimensionada de modo a se aproximar da largura da viga reforçada para não resultar em ruína frágil.

2.3.3. Ensaios realizados por Santos (2006)

Santos (2006) estudou o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por encamisamento parcial, correspondente à adição de concreto e aço apenas na região tracionada.

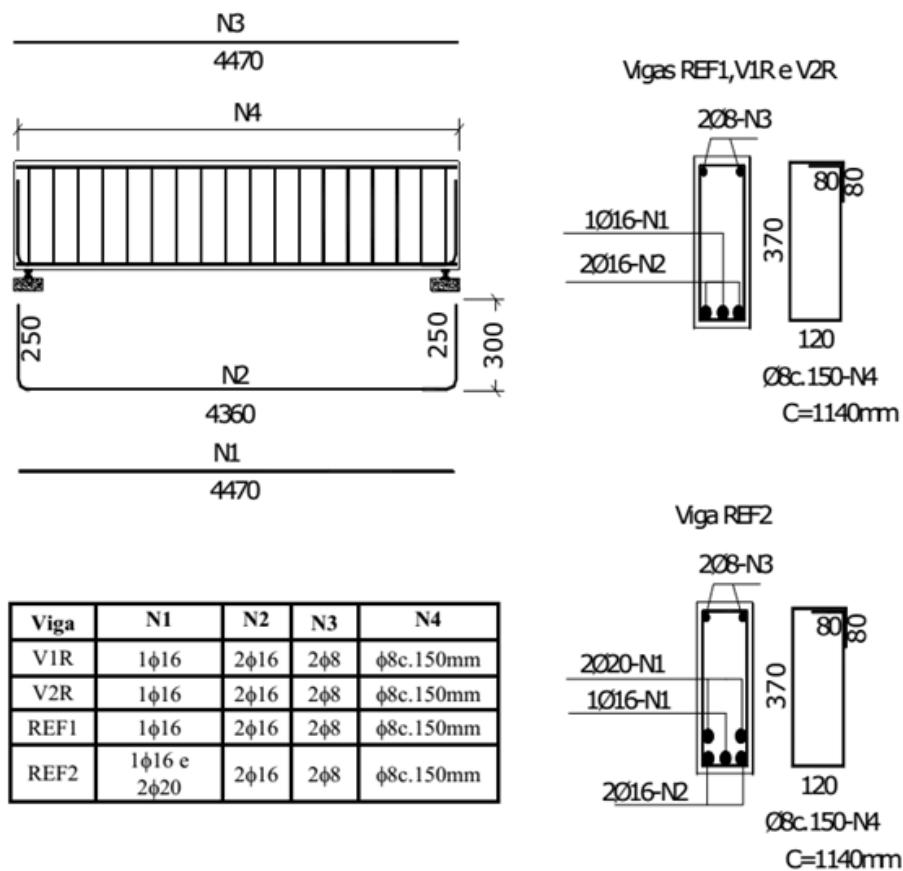
O programa experimental consistiu no ensaio de 4 vigas de seção retangular de 150 mm x 400 mm e com 4500 mm de comprimento, sendo 2 vigas de referência, sem reforço (REF1 e REF2) e 2 vigas (V1R e V2R) reforçadas à flexão por encamisamento parcial, com adição de concreto armado apenas na região de maiores tensões de tração. O ensaio foi realizado através de aplicação de carga no meio do vão, sendo que as vigas estavam biapoiadas (three pointing load test), conforme mostrado na Figura 28. As vigas de referência tiveram diferentes taxas de armadura de reforço, a REF2 tinha armadura de flexão próxima à armadura balanceada, já a REF1 tinha armadura de flexão aproximadamente igual à metade da REF2, conforme detalhamento na Figura 29.

Figura 28 - Esquema de ensaio realizado por Santos (2006).



Fonte: SANTOS, 2006.

Figura 29 - Detalhamento das vigas.

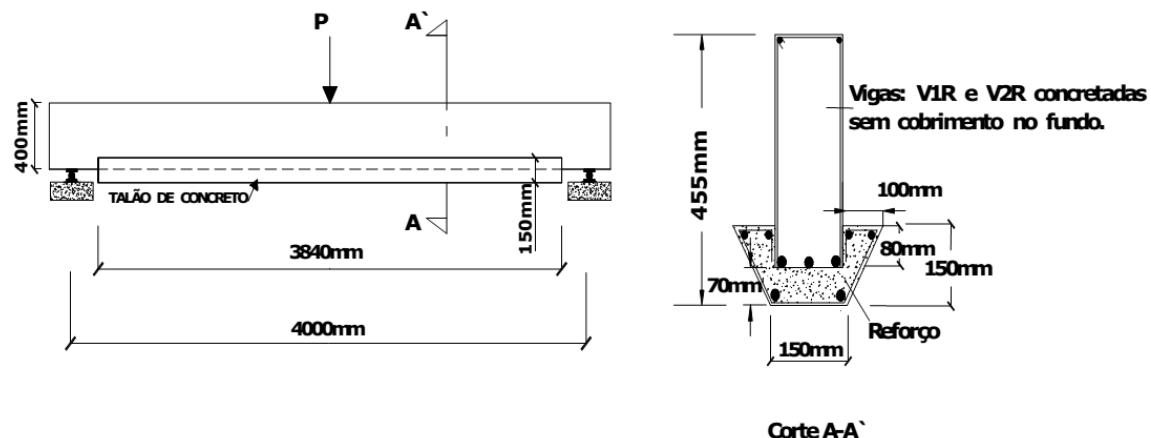


Dimensões em mm.

Fonte: SANTOS, 2006.

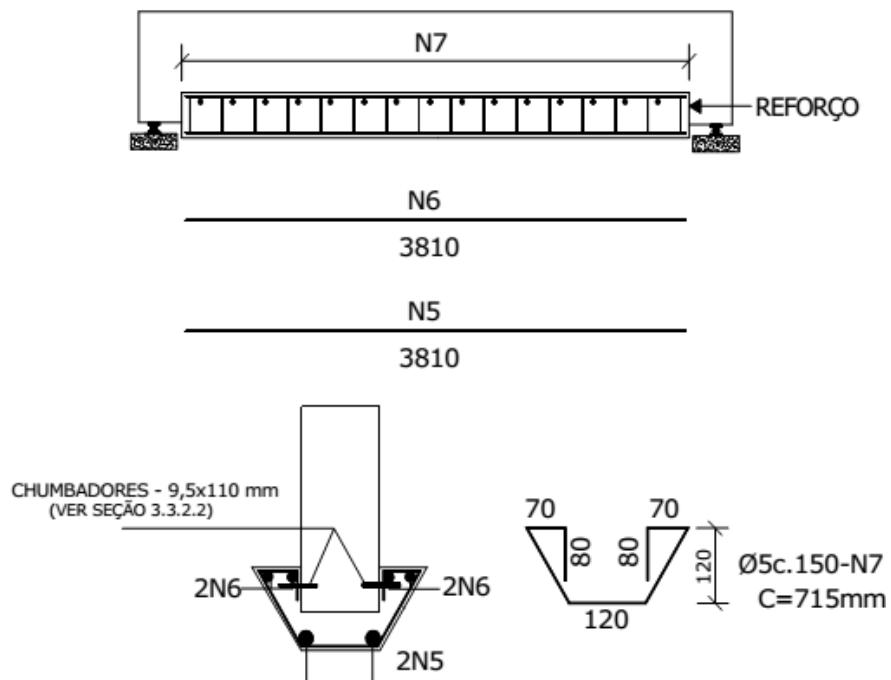
As vigas reforçadas foram pré-fissuradas antes de receberem o reforço, e, após o reforço, foram submetidas ao carregamento até a ruptura. Na Figura 30 são apresentadas as características geométricas do reforço utilizado, e na Figura 31, o detalhamento das armaduras de reforço.

Figura 30 - Características geométricas do reforço.



Fonte: SANTOS, 2006.

Figura 31 - Armaduras utilizadas no reforço.



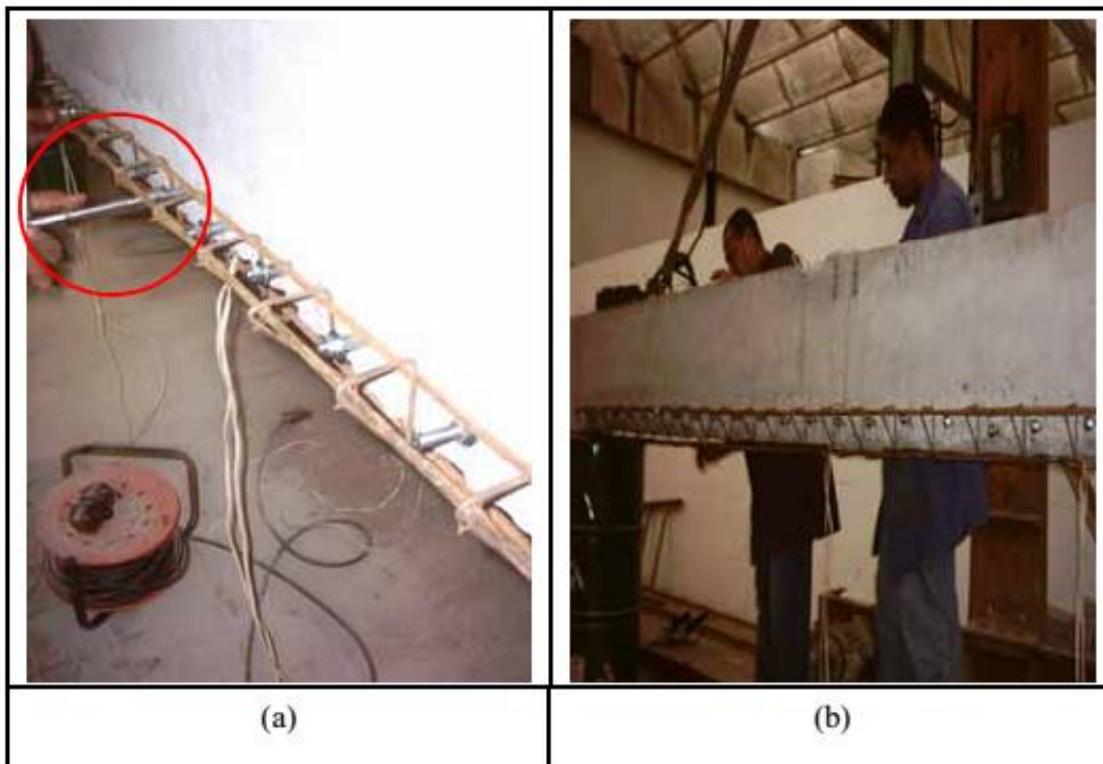
Viga	N5	N6	N7	Chumbadores
V1R	2φ8	4φ8	Ø5c.150mm	Ø9,5c.150mm
V2R	2φ16	4φ8	Ø5c.150mm	Ø9,5c.150mm

Dimensões em mm.

Fonte: SANTOS, 2006.

Para a execução do reforço, as vigas foram apicoadas na região de ligação, com profundidade aproximada de 15 mm. Previamente a concretagem do reforço, a superfície das vigas foi umedecida. Chumbadores de expansão foram utilizados na área lateral da viga, para contribuição na ligação viga-reforço, servindo também de posicionadores da armadura de reforço, conforme apresentado na Figura 32.

Figura 32 - Preparação da viga para reforço.



Fonte: SANTOS, 2006.

As vigas de referência, REF1 e REF2, foram ensaiadas em apenas um ciclo de carregamento. Já as vigas reforçadas, V1R e V2R, foram submetidas a dois ensaios. No primeiro ciclo foi realizado carregamento de aproximadamente 80% da carga de ruptura teórica. No segundo ciclo, já com as vigas reforçadas, foi provocada a ruptura em apenas um ciclo de carregamento. Na data dos ensaios, a resistência média à compressão do concreto da viga original e do reforço foram respectivamente iguais a 40 MPa e 32 MPa.

Todas as vigas romperam por escoamento da armadura longitudinal de tração, seguido do esmagamento do concreto na seção de momento máximo, apresentando comportamento dúctil. Na Tabela 7 são apresentados os resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas.

Tabela 7 - Resultados das vigas ensaiadas por Santos (2006).

Viga	ρ (%)	d (mm)	P_u (kN)	$P_{u,exp}$	$P_{u,exp}/P_u$	R	
						REF1	REF2
REF1	1,08	369	112	129,5	1,16		
V1R	1,66	360	156	186,4	1,19	1,44	-
V2R	2,12	377	212	234,9	1,11	1,81	1,07
REF2	2,33	351	197	219,3	1,11		

ρ : taxa geométrica da armadura.
 P_u : carga de ruptura teórica.
 $P_{u,exp}$: carga de ruptura experimental.
R: razão entre a carga de ruptura experimental da viga reforçada e a carga de ruptura experimental das vigas de referência.

Fonte: Adaptado de SANTOS, 2006.

Santos (2006) concluiu, a partir dos ensaios realizados e das análises efetuadas, que:

- A técnica de encamisamento parcial para reforço à flexão de vigas é excelente, não apresentando dificuldades na execução. A tarefa ocorreu de forma rápida e sem necessidade de mão-de-obra especializada.
- O preparo da superfície (apicoamento e umedecimento) foi fundamental na integração eficaz da viga com o reforço, ressaltando a parcela de resistência obtida pela contribuição dos chumbadores de expansão às tensões cisalhantes. Foi constatada uma eficiente aderência nas seções de ligações entre concreto da viga e do reforço, sem o uso de agentes adesivos.
- Houve aumento da rigidez e a capacidade das vigas foi aumentada em até 81% com a adição do reforço.
- Houve diminuição nas deformações da armadura longitudinal original devido à ação conjunta com a armadura do reforço.

2.4. Coeficientes de segurança

A verificação da segurança é fundamental para qualquer estrutura, seja nova ou reforçada. Para as estruturas novas a verificação da segurança pode ser feito de acordo com a Equação 1. Referindo-se ao projeto de reforço, o CEB-FIP MC 90 (1993), estabelece que são necessários coeficientes parciais visando a segurança em estruturas reforçadas, tal parâmetro de segurança pode ser verificado de acordo com a Equação 2.

$$S_d = (S_k \times \gamma_f) < (f_k / \gamma_m) = R_d \quad (1)$$

$$S'_d = \gamma_{sd} \times (S'_k \times \gamma'_f) < \frac{f'_k}{\gamma'_m \times \gamma_{Rd}} = R'_d \quad (2)$$

Onde:

S_d : valor de cálculo das solicitações atuantes na estrutura original.

R_d : valor de cálculo da resistência da estrutura original.

S'_d : valor de cálculo das solicitações atuantes na estrutura após o reforço.

R'_d : valor de cálculo da resistência da estrutura após o reforço.

S_k : Valor característico das solicitações atuantes na estrutura original.

S'_k : Valor característico das solicitações atuantes na estrutura reforçada.

γ_f : coeficiente de segurança relativo as ações para a estrutura original.

γ'_f : coeficiente de segurança relativo as ações para a estrutura reforçada.

γ_{sd} : coeficiente de segurança que considera incertezas relativas às solicitações.

f_k : valor característico de resistência dos materiais na estrutura original.

f'_k : valor característico de resistência dos materiais na estrutura reforçada.

γ_m : coeficiente de segurança que considera incertezas relativas aos materiais na estrutura original.

γ'_m : coeficiente de segurança que considera incertezas relativas aos materiais na estrutura reforçada.

γ_{Rd} : coeficiente de segurança que considera incertezas relativas à resistências.

O coeficiente de majoração (γ_f) deve ser subdividido em três outros coeficientes (SOUZA E RIPPER, 1998):

- $\gamma_{fg,exist}$: para ações oriundas de cargas permanentes já existentes na estrutura.
- $\gamma_{fg,ad}$: para ações oriundas de cargas permanentes a ser adicionadas.
- γ_{fq} : para ações oriundas de cargas acidentais.

Ainda conforme os autores Souza e Ripper (1998):

- O coeficiente $\gamma_{fg,exist}$ leva em conta incertezas do modelo estrutural adotado na análise.

- Para o coeficiente $\gamma_{fg,ad}$, podem ser adotados valores mais reduzidos que os usuais, visto que os projetos de reforços são mais precisos, diminuindo a incerteza da geometria das peças e obtendo melhor estimativa das cargas permanentes adicionais que irão atuar.
- Já o coeficiente γ_{fq} , pode ser adotado valor maior ou menor que os valores usuais. Este coeficiente depende da vida útil da estrutura após a intervenção.

Segundo Reis (1998) os coeficientes parciais de segurança γ_{Sd} e γ_{Rd} podem ser adotados conforme os usuais no cálculo das estruturas novas, podendo ainda ser majorados em casos de consideração de variáveis adicionais do processo construtivo ou para dificuldades de acesso, limitações de inspeção e controle da qualidade.

Segundo Souza (1990), o coeficiente γ_{Sd} pode ser estimado em:

- $\gamma_{Sd} = 1,1$ para esforços originados de ações normais.
- $\gamma_{Sd} = 1,2$ para esforços originados de ações acidentais.

Ainda segundo Souza (1990), em caso de danos severos, os valores podem ser majorados em aproximadamente 20%.

Além da determinação dos coeficientes de segurança para as cargas é necessário estimar os coeficientes de segurança γ'_m para os materiais utilizados no reforço da estrutura. Segundo o CEB-FIP MC 90 (1993), os valores para γ'_m podem ser obtidos a partir da Tabela 8.

Tabela 8 - Fatores parciais para γ'_m .

Variáveis básicas	Situações de projeto (Cargas)	
	Permanente/Transitória	Acidental
Concreto		
Compressão	1,5	1,2
Tração	Verificar cláusulas relevantes	
Aço		
Tração	1,15	1,0
Compressão	1,15	1,0

Fonte: Adaptado de CEB-FIP MC 90, 1993.

Souza e Ripper (1998) citando o CEB-FIP MC 90 (1993) fazem as seguintes recomendações para os coeficientes de minoração da resistência dos materiais:

- Em função do controle de qualidade da construção e do projeto da estrutura existente:
 - Edifícios antigos com construção empírica, sem cálculo apropriado: $\Delta\gamma_c = 1,4$.
 - Projeto informatizado, se não existirem documentos originais: $\Delta\gamma_c = 1,2$.
 - Projeto informatizado, se existirem documentos originais: $\Delta\gamma_c = 1,1$.
- Em função da qualidade das operações de construção e da limitação do controle de qualidade no campo:
 - Podem-se adotar os valores da Tabela 9 para os casos de reforço por aumento da seção transversal através de adição de concreto aplicado convencionalmente e com a utilização de fôrmulas, e os valores da Tabela 10 para os casos de reforço por aumento da seção transversal da peça através da adição de concreto projetado.
- Para o aço pode ser adotado $\Delta\gamma_s = 1,2$, conforme Tabela 11.

Tabela 9 - Casos de reforço por aumento da seção transversal da peça por concreto com a utilização de fôrmulas.

Nível de controle de qualidade e de inspeção quanto a materiais e execução	Espessura da camada de adição			
	< 100 mm		≥ 100 mm	
	Nível das condições de acesso à estrutura existente para a execução dos trabalhos de reforço			
	Baixo	Normal	Baixo	Normal
Alto	$\Delta\gamma_c = 1,2$	$\Delta\gamma_c = 1,1$	$\Delta\gamma_c = 1,0$	$\Delta\gamma_c = 1,0$
Médio	$\Delta\gamma_c = 1,3$	$\Delta\gamma_c = 1,2$	$\Delta\gamma_c = 1,1$	$\Delta\gamma_c = 1,0$

Fonte: Adaptado de SOUZA E RIPPER, 1998.

Tabela 10 - Casos de reforço por aumento da seção transversal da peça por concreto projetado.

Nível de controle de qualidade e de inspeção quanto a materiais e execução	Nível das condições de acesso à estrutura existente para a execução dos trabalhos de reforço	
	Baixo	Normal
Alto	$\Delta\gamma_c = 1,3$	$\Delta\gamma_c = 1,2$
Médio	$\Delta\gamma_c = 1,4$	$\Delta\gamma_c = 1,3$

Fonte: Adaptado de SOUZA E RIPPER, 1998.

Tabela 11 - Valores de γ'_s/γ_s para aço, sendo $\gamma_s=1,15$.

Nível do controle de qualidade e inspeção	Armaduras novas (previsão de solda)
Alto	1,2
Médio	

Fonte: Adaptado de SOUZA E RIPPER, 1998.

Devem ainda ser adicionados coeficientes de minoração das capacidades resistentes da estrutura, aplicando-se à capacidade de resistência à flexão, esforço normal, cisalhamento e rigidez da viga da peça reforçada, considerada monolítica (SOUZA E RIPPER, 1998). A Tabela 12 apresenta coeficientes de minoração das capacidades resistentes, γ_n , para reforços de vigas por aumento da seção transversal e adição de barras de aço.

Tabela 12 - Coeficientes de minoração das capacidades resistentes.

	$\gamma_{n,M}$	$\gamma_{n,V}$	$\gamma_{n,K}$
$\frac{Ac_{ref}}{Ac_{exist}} \leq 1,3$	0,80	0,80	0,65
$\frac{Ac_{ref}}{Ac_{exist}} > 1,3$	0,65	0,65	0,40

Ac_{ref} : área de concreto do reforço.
 Ac_{exist} : área de concreto do substrato.
 $\gamma_{n,M}$: Coeficiente aplicável para resistência aos momentos fletores.
 $\gamma_{n,V}$: Coeficiente aplicável para resistência aos esforços cortantes.
 $\gamma_{n,K}$: Coeficiente aplicável para rigidez da peça.

Fonte: SOUZA E RIPPER, 1998.

CAPÍTULO 3

LIGAÇÃO SUBSTRATO/CONCRETO NOVO

Um dos problemas enfrentados pela tecnologia dos concretos estruturais reside nas ligações entre concretos executados em diferentes idades e com diferentes composições e resistências (FAGURY, 2002). A região de contato entre estes concretos é a região mais suscetível ao surgimento de problemas, pois, além de apresentar risco de segregação de materiais, é também uma região onde existem camadas de nata de cimento, que possuem baixa resistência e diminuem a aderência entre os dois concretos (MAREK; VANDERLEI, 1997).

3.1. Aderência entre substrato e concreto novo

Segundo a FIB MC (2010), nas ligações concreto-concreto moldadas em diferentes idades deve ser considerada a transferência de esforços através das interfaces, as quais conforme Casal (2011) possui como principal objetivo resistir aos esforços cisalhantes.

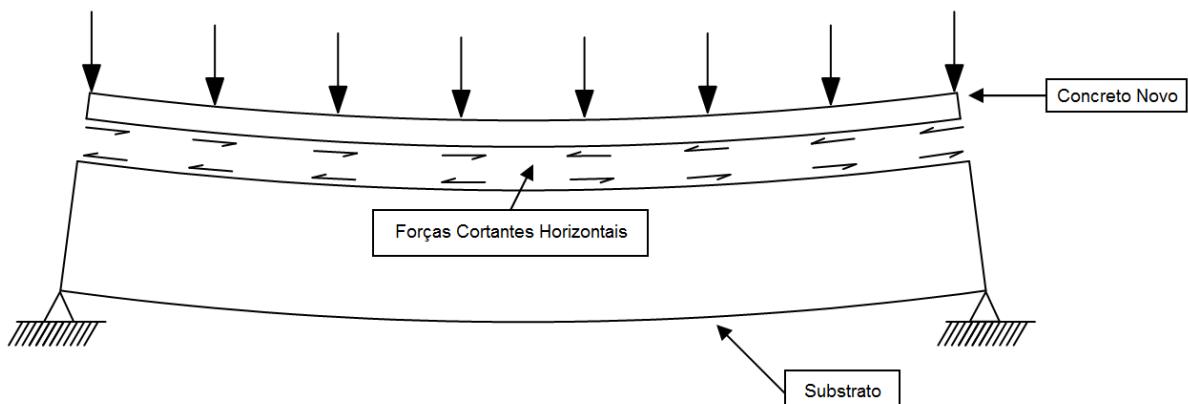
A aderência da ligação entre substrato e concreto novo é necessária para garantir o comportamento conjunto da peça original e do reforço, de forma a se aproximar do comportamento de uma peça monolítica. Tal comportamento pode ser alcançado pelo impedimento do deslizamento entre elas promovido pela existência de tensões de cisalhamento (ARAÚJO, 1997). A perda de aderência pode promover consequências ruinosas para a estrutura, podendo ocorrer na interface de ligação entre concretos de diferentes idades (SOUZA E RIPPER, 1998).

O tratamento da superfície de ligação é fundamental para obter uma ligação satisfatória entre substrato e concreto novo, visando obter melhores condições de aderência (PIANCASTELLI, 1997). Para o ACI 318 (2011), a superfície de ligação deve ser rugosa, isenta de poeira, graxa ou óleo, devendo ainda, de acordo com Piancastelli (1997), ser apicoadas para retirada da nata de cimento superficial. De acordo com a FIB MC (2010) e Mendes e Costa (2008), são aspectos influentes e decisivos na capacidade de transferência de esforços na ligação:

- Rugosidade da interface.
- Tratamento e limpeza da superfície.
- Qualidade e resistência do concreto.
- Excentricidade / inclinação da força de cisalhamento.
- Aplicação de produtos para colagem estrutural.
- Resistência da ligação.
- Pré-fissuração.
- Taxa de armadura que atravessa a interface.
- Fator tempo.

É através das ligações de novas armaduras e da aderência da interface de ligação, entre o substrato e concreto utilizado para reforço, que ocorre a transferência de esforços. As tensões de cisalhamento transferidas ao longo de uma junta formada pela ligação de concretos com diferentes idades resultam em tensões de sentidos contrários que tendem a equilibrar as ações (REIS, 1998), conforme representado na Figura 33.

Figura 33 - Transferência integral de tensões de cisalhamento horizontal em vigas compostas.



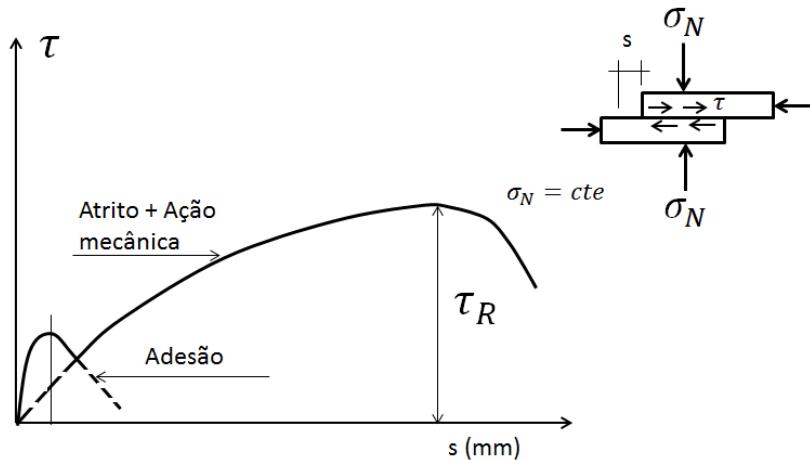
Fonte: BANTA, 2005.

Os principais fatores que influenciam a resistência da interface, segundo Risso (2008), são:

- a) **Resistência do concreto:** a resistência ao cisalhamento aumenta conforme a resistência do concreto em contato. Em concretos de diferentes resistências, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo concreto de menor resistência.
- b) **Aderência da superfície do contato:** em superfícies de contato aderente, inicialmente, o comportamento é idêntico aos elementos monolíticos. Em elementos que não existem aderência, o deslizamento e a separação são significativos.
- c) **Rugosidade da superfície de contato:** considera-se o efeito da rugosidade somável ao da aderência. A resistência ao deslizamento aumenta com a rugosidade da superfície de contato.
- d) **Chaves de cisalhamento:** possuem efeito idêntico ao da rugosidade da superfície de contato, entretanto não é somável à aderência. Quando adotadas, os efeitos da aderência e rugosidade são desprezados.
- e) **Armadura transversal:** com o deslizamento da superfície de contato, a armadura resiste diretamente ao esforço de corte (efeito de pino) e aumenta a resistência por atrito devido à aplicação de tensões normais na interface.
- f) **Tipo de carregamento:** carregamentos cíclicos diminuem a resistência ao esforço cortante da ligação.

Os esforços cisalhantes transferidos pela interface de contato são semelhantes à transferência de esforços das barras de aço para o concreto por aderência (LEONHARDT e MÖNNIG, 1997), podendo ser divididos em três parcelas: adesão, atrito e ação mecânica (REIS, 1998). A Figura 34 representa a evolução da tensão de aderência em função do deslocamento entre os concretos de diferentes idades.

Figura 34 - Evolução da tensão de aderência em relação ao deslocamento do concreto novo e substrato.



Fonte: Adaptado de SOUZA, 1990.

Segundo Reis (2003), a peça composta é governada pela transferência de tensões de cisalhamento na interface entre substrato e concreto, sendo necessário verificar se as tensões tangenciais solicitantes na região da junta são compatíveis com a resistência ao cisalhamento da interface, obedecendo a Equação 3.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad (3)$$

Onde:

τ_{sd} : tensão de cisalhamento solicitante na junta.

τ_{rd} : tensão de cisalhamento resistente da junta.

Para executar esta verificação é necessário conhecer os mecanismos de resistência mobilizados durante a transferência de esforços na interface, os principais fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento da junta e se existe ou não deslizamento na junta formada pelo substrato e concreto novo (REIS, 1998). Na Tabela 13 podem ser observados os mecanismos de transferências de esforços na interface de ligação.

Tabela 13 - Tipos de mecanismos de resistência aos esforços na interface de ligação.

Transferências de tensões	
Contato entre superfícies	Armaduras que cruzam a interface
<ul style="list-style-type: none"> • Aderência por adesão. • Aderência por atrito. • Aderência mecânica (engrenamento dos agregados). • Aderência pelo uso de materiais que atuam como ponte de aderência. 	<ul style="list-style-type: none"> • Efeito de pino. • Efeito de costura ou confinamento.

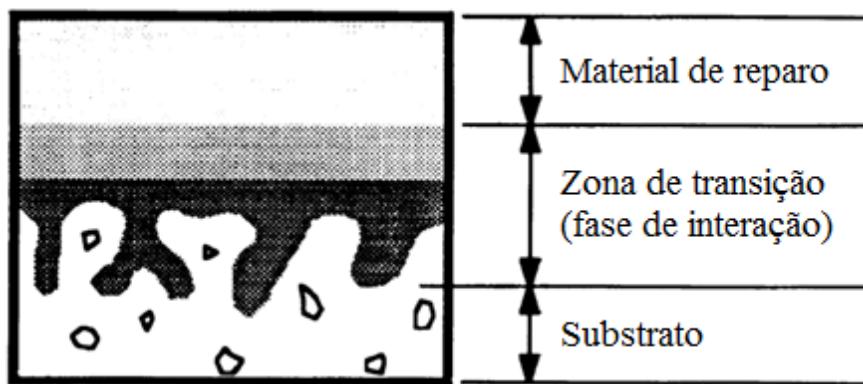
Fonte: Adaptado de REIS, 2003.

Os mecanismos de transferências de esforços na interface são:

a) Transferência por adesão

A adesão é o primeiro mecanismo mobilizado na interface de ligação quando existem tensões de cisalhamento. A adesão ocorre por intertravamento mecânico ou encunhamento devido ação da absorção capilar. As partículas do concreto novo são gradualmente confinadas nos poros capilares do concreto substrato, com a hidratação do concreto novo ocorre um travamento físico com as irregularidades do concreto velho (REIS, 1998), conforme apresentado na Figura 35.

Figura 35 - Idealização de um sistema de reparo superficial.



Fonte: REIS, 1998.

Segundo Araújo (1997), em baixas solicitações, os esforços são resistidos apenas pela adesão entre as partículas internas do aglomerante. Em pequenos deslocamentos este tipo de transferência é destruído.

b) Transferência por atrito

Uma vez vencido o mecanismo de adesão surge a resistência por atrito entre as superfícies em contato, por menor que seja o deslizamento, desde que existam tensões normais na interface. Estas tensões surgem pela aplicação de forças externas ou por reações da armadura normal à interface quando é solicitada à tração. Este tipo de transferência é diretamente influenciado pela rugosidade da superfície (ARAÚJO, 1997).

c) Transferência por ação mecânica

A transferência por ação mecânica ocorre na existência de deslizamentos relativos entre as superfícies de contato. A transferência é feita por meio de engrenamento mecânico, do tipo

encaixe, entre as superfícies em contato promovendo formação de “dentes de concreto” que são solicitados ao corte na ocorrência dos deslizamentos das superfícies (REIS, 1998).

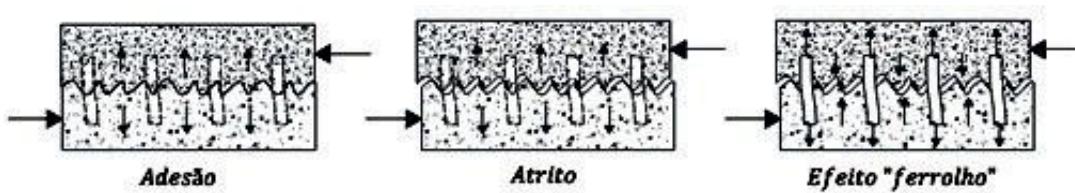
d) Transferência por armadura transversal à interface

A ação de pino da armadura, que é a transferência de esforços pela armadura transversal à interface, fornece resistência ao corte, que é somada à resistência fornecida pela superfície de contato (ARAÚJO, 1997). A força transmitida pela ação de pino depende de vários parâmetros, tais como, cobrimento da armadura, diâmetro da barra, comprimento de ancoragem, qualidade do concreto, forma de carregamento, etc. (TSOUKANTAS; TASSIOS, 1989 *apud* ARAÚJO, 1997). Além da ação de pino, a armadura que cruza a interface provoca efeito de costura. Este efeito contribui para a resistência, pois aumenta o atrito na interface através das tensões normais que solicitam essas barras de aço.

Segundo a FIB MC (2010), um deslizamento das superfícies promove deslocamento lateral entre as extremidades superiores e inferiores do conector, promovendo tensões de flexão nas armaduras que atravessam a interface de ligação que serão sobrepostas forças axiais de tração devido à abertura da junta.

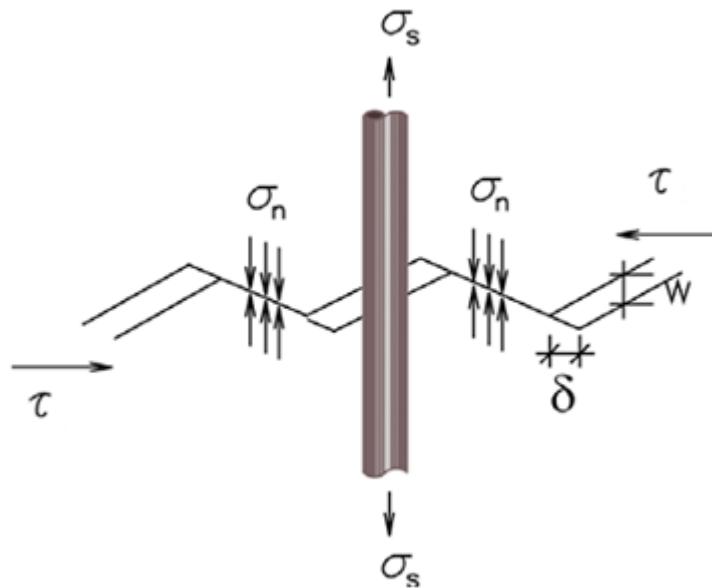
Nas superfícies de interface de contato rugosa, o movimento de translação resulta no afastamento das peças, mobilizando dois mecanismos de transferência de esforço, pela superfície de contato e pela armadura transversal na interface (ARAÚJO, 1997), conforme apresentado na Figura 36 e Figura 37.

Figura 36 - Mecanismo resistente de cisalhamento.



Fonte: ARAÚJO, 1997.

Figura 37 - Mecanismos de transferência de cisalhamento na interface de concreto com superfície rugosa.



Fonte: Adaptado de ARAÚJO, 1997.

Onde:

σ_s : tensão de tração na armadura.

σ_n : tensão normal à interface.

w : separação transversal entre as superfícies (abertura de fissura).

δ : deslizamento relativo entre as superfícies.

τ : tensão de cisalhamento transmitida pela interface.

3.2. Tensões de cisalhamento na interface de ligação

Em vigas compostas submetidas à flexão, a tensão de cisalhamento atuante na interface pode ser obtida, de acordo com Araújo (1997), pela avaliação da tensão solicitante na interface de ligação através da expressão da resistência dos materiais, conforme a Equação 4. Esta expressão somente é aplicada para materiais no regime elástico linear, entretanto pode ser utilizada para o concreto fissurado. As propriedades geométricas da seção devem ser obtidas da seção fissurada desprezando a região tracionada do concreto.

$$\tau = \frac{V \times S}{I \times b} \quad (4)$$

Onde:

τ : tensão de cisalhamento na interface.

V : esforço cortante na seção.

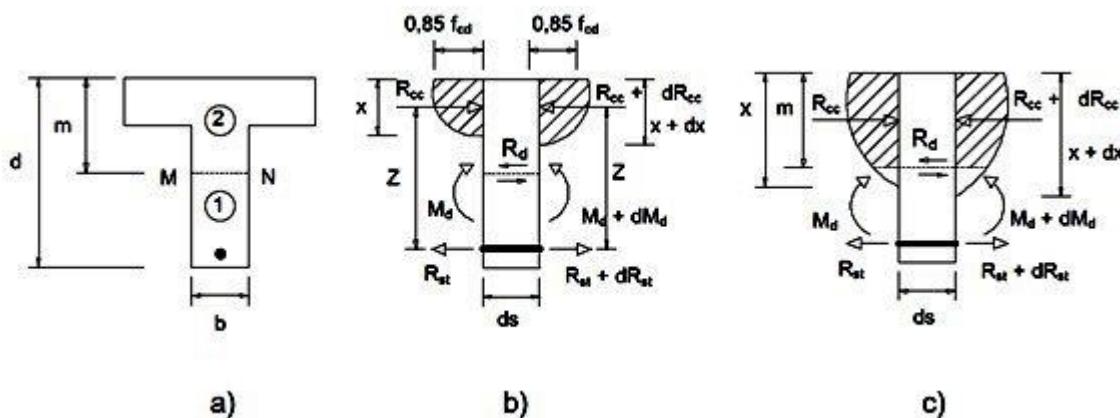
S: momento estático da área do concreto novo em relação ao CG da seção transversal.

I: momento de inércia da seção transversal.

b: largura da interface.

No estado limite último, a tensão de cisalhamento horizontal na interface pode ser avaliada conforme mostrado na Figura 38. Nesta figura, MN refere-se à interface entre um elemento moldado no local e outro pré-moldado, M_d é o momento de cálculo na seção transversal e V_d o esforço cortante de cálculo. A força transmitida pela interface, por unidade de comprimento, é obtida pela variação da força normal de compressão na peça moldada no local (ARAÚJO, 1997).

Figura 38 - Avaliação da tensão cisalhante horizontal na interface.



Fonte: ARAÚJO, 1997.

Logo, tem-se que a tensão de cisalhamento na interface de ligação é obtida pela relação entre o fluxo de cisalhamento e a largura da interface, conforme a Equação 5. Esta expressão também pode ser aplicada para o estado fissurado, quando a linha neutra está situada no concreto moldado no local, tendo as tensões de compressão totalmente acima da interface de ligação.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \times z} = \frac{V_d}{0,9 \times b \times d} \quad (5)$$

Onde:

V_d : força cortante de cálculo na seção.

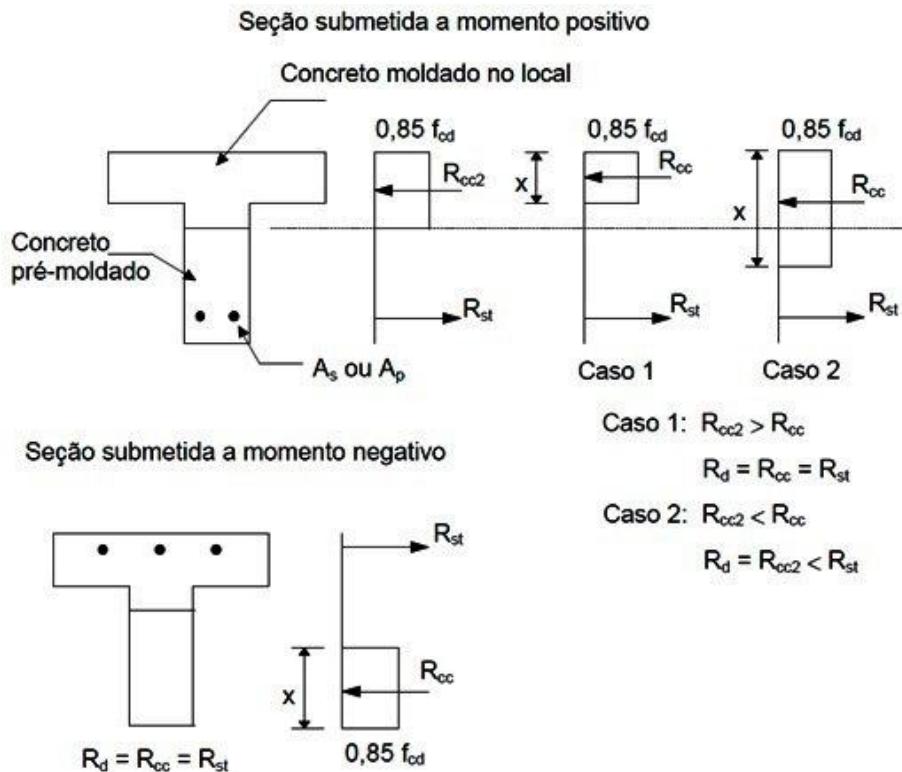
b : largura da interface.

z : distância entre a resultante das tensões normais R_{cc} e R_{st} .

d : altura útil.

A tensão na interface também pode ser obtida pelo equilíbrio de forças horizontais, através da resultante de compressão ou tração, representado na Figura 39, na seção de momento fletor máximo, sendo transferida pela interface através de tensões de cisalhamento horizontais, compreendido entre os pontos de momento fletor máximo e momento fletor nulo.

Figura 39 - Equilíbrio de forças para avaliação da tensão.



Fonte: ARAÚJO, 1997.

Onde:

A_{c2} : área da seção de concreto moldado no local.

R_{cc2} : força de compressão no concreto moldado no local ($R_{cc2} = 0,85 \times f_{cd} \times A_{c2}$)

R_{cc} : força total de compressão na seção composta.

R_{st} : força total de tração.

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão.

R_d : força atuante na interface.

A_s : área de armadura passiva.

A_p : área de armadura de protensão.

A determinação da tensão de cisalhamento na interface pode ser obtida conforme a Equação 6.

$$\tau = \frac{R_{cc2}}{b \times a_v} = \frac{0,85 \times f_{cd} \times A_{c2}}{b \times a_v} \leq \frac{A_s \times f_y + A_p \times \sigma_{pd}}{b \times a_v} \quad (6)$$

Onde:

b : largura da interface.

a_v : distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, na peça (ver Figura 44).

σ_{pd} : tensão na armadura de protensão.

3.3. Modelos de resistência da interface de ligação

Vários estudos foram realizados visando determinar a resistência da interface de ligação entre concretos de diferentes idades. Nesta seção serão apresentadas algumas destas expressões.

3.3.1. Estudos realizados por pesquisadores

3.3.1.1. Loov e Patnaik (1994)

Loov e Patnaik (1994) estudaram a influência da taxa de armação na resistência ao cisalhamento na interface de ligação, através de ensaio realizado em 16 vigas. O objetivo do estudo era verificar o comportamento da ligação rugosa e a capacidade resistente ao cisalhamento da interface para grandes taxas de armações.

Os principais fatores investigados foram:

- A influencia da armadura na resistência ao cisalhamento na interface com variação da tensão normal $\rho_{sw} \times f_y$, no qual foi utilizado resistência do concreto aproximado de 35 MPa.
- A influencia na resistência ao cisalhamento da interface ao variar a resistência do concreto e manter a $\rho_{sw} \times f_y$ em torno de 0,8 MPa.

Onde:

ρ_{sw} : taxa geométrica da armadura que atravessa a interface da ligação.

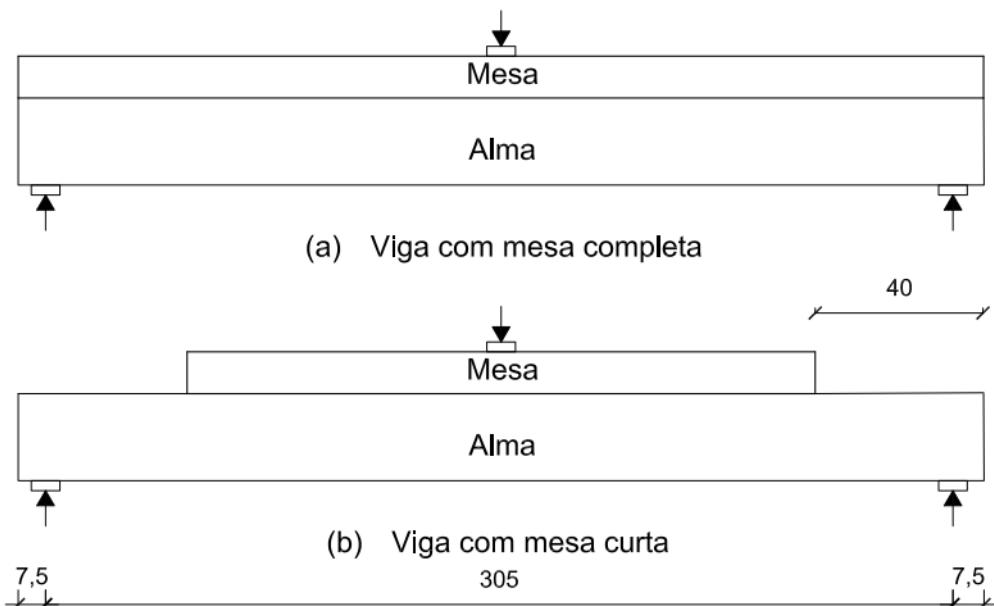
f_y : resistência ao escoamento do aço.

Para a primeira variável as vigas foram ensaiadas com $\rho_{sw} \times f_y$ de 0,4 MPa, 0,77 MPa, 1,64 MPa, 2,73 MPa, 4,36 MPa, 6,06 MPa e 7,72 MPa. O estudo do efeito da variação da resistência do concreto foi realizado através do ensaio de duas vigas com resistência à compressão de 19,4 MPa e 48,3 MPa.

O ensaio foi constituído de 2 tipos de vigas, sendo 1 viga com mesa de comprimento total da viga (320 cm) e 1 viga com mesa curta (240 cm). Na Figura 40 são apresentados os modelos das vigas ensaiadas por Loov e Patnaik.

Figura 40 - Modelos das vigas ensaiadas por Loov e Patnaik.

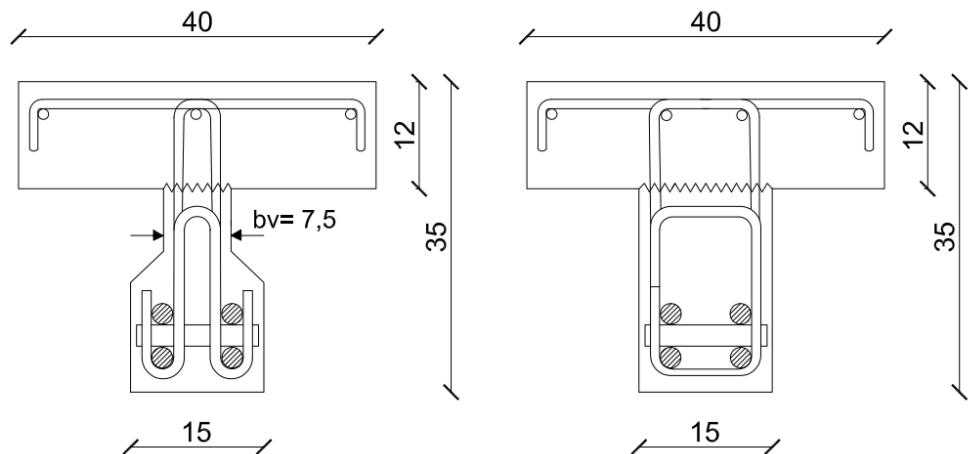
Dimensões em cm



Fonte: Adaptado de LOOV E PATNAIK, 1994.

As vigas 1 a 8 foram moldadas com mesa com comprimento total da viga e as vigas 9 a 16 foram moldadas com mesas curtas. Para o ensaio das vigas, foram moldados dois tipos de seções T, conforme Figura 41. Os estribos possuíam diâmetro de 9,5mm e as armaduras longitudinais diâmetro de 25,4mm.

Figura 41 - Tipos de seções T usadas por Loov e Patnaik.



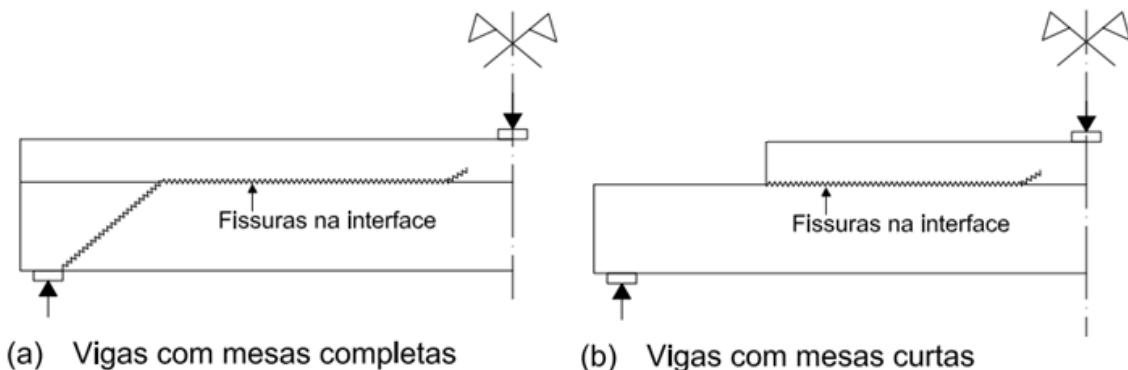
Fonte: Adaptado de LOOV E PATNAIK, 1994.

A região inferior da seção transversal corresponde ao concreto pré-moldado. Na seção transversal que ocorre variação da largura, o estribo era em forma de L, o qual atravessava a interface de ligação.

As vigas foram ensaiadas pela aplicação de carga centralizada no vão. A armação das vigas foi dimensionada para romper por cisalhamento diagonal.

Pelos resultados foi possível notar que as vigas 1, 2, 3, 5, 6, 7 e 8, moldadas com mesa de comprimento total, sofreram fissuras provocadas por flexão em sua região inferior. Ao ser aplicado mais carga, as fissuras progrediram à mesa, na qual resultaram fissuras na interface. Com a continuação da aplicação do carregamento, foi provocada a separação dos elementos, rompendo-os devido força de cisalhamento horizontal. As vigas 9, 10, 12, 13 e 14 também sofreram ruptura por cisalhamento horizontal, porém não houve rotação sobre os apoios e nem formação de fissuras diagonais dos apoios à interface, a tensão de cisalhamento foi maior para as mesas curtas do que para as mesas completas. Na Figura 42 é demonstrado o esquema de ruptura nas vigas.

Figura 42 - Rupturas na interface das vigas.



Fonte: Adaptado de LOOV E PATNAIK, 1994.

Através dos ensaios, Loov e Patnaik, formularam expressão para estimar a tensão de cisalhamento horizontal última atuante na interface, conforme a Equação 7.

$$\tau_u = k \times \lambda \sqrt{(0,1 + \rho_v \times f_y) \times f_c} \leq 0,25 \times f_c \quad (7)$$

Onde:

k : 0,5 para vigas compostas e 0,6 para vigas monolíticas.

λ : 1,0 para concreto de massa específica convencional e 0,75 para concreto leve.

3.3.1.2. Shaikh (1978)

Shaikh (1978) estudou durante 10 anos a resistência ao cisalhamento horizontal em interfaces de ligação, concluindo que nestas ligações a resistência pode ser determinada de acordo com a Equação 8.

$$\tau_u = \theta \times f_y \times \mu_e \times \rho_v \quad (8)$$

Onde:

θ : coeficiente de redução, igual à 0,85.

f_y : resistência ao escoamento do aço.

ρ_v : taxa geométrica de armadura perpendicular na interface.

μ_e : coeficiente de atrito efetivo em MPa, obtido conforme a Equação 9.

$$\mu_e = \frac{6,9 \times \lambda^2 \times \mu}{\tau_u} \quad (9)$$

Onde:

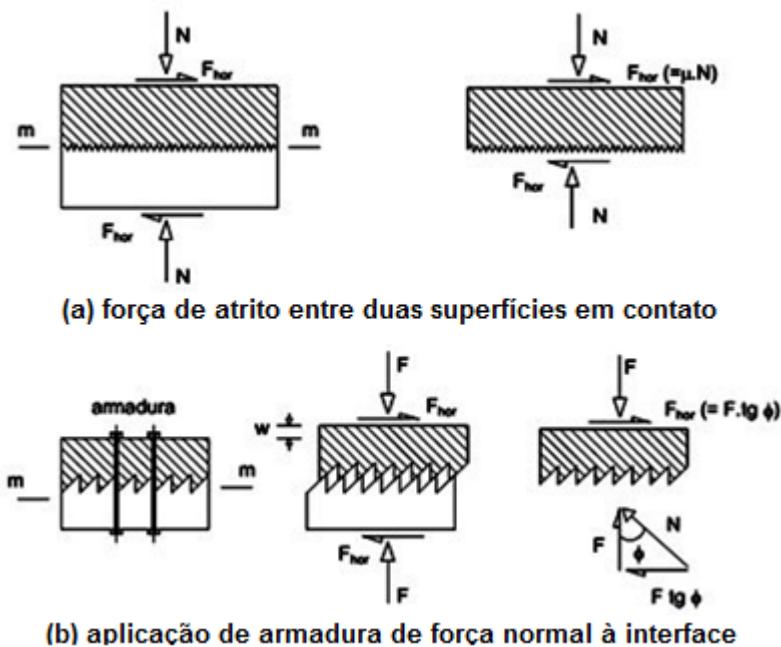
λ : constante relacionada à densidade do concreto. Adota-se 1,0 para densidade normal e 0,75 para concreto leve.

μ : coeficiente de atrito interno. Adota-se 1,0 para interface rugosa, 0,4 para interfaces lisas e 0,6 para interface entre concreto e aço.

3.3.2. Pela teoria atrito-cisalhamento

A avaliação da resistência ao cisalhamento para interface rugosa pode ser obtida pela teoria atrito-cisalhamento, representada na Figura 43. Nesse modelo, a interface rugosa é substituída por uma série de dentes sem atrito inclinados. Ao ser aplicado uma força horizontal, haverá deslizamento das partes (ARAÚJO, 1997). Ao deslizar as partes ocorre surgimento de fissura na interface, forçando a separação das superfícies opostas em contato, gerando forças de tração na armadura. O deslizamento ocorrerá até o escoamento da armadura de ligação que atravessa a interface. Ao ser tracionada, a armadura cria uma força na interface que promove um travamento entre as superfícies. A resistência ao cisalhamento é realizada pelo atrito das superfícies de ligação, pelos dentes e pela armadura de ligação que atravessa a interface.

Figura 43 - Teoria atrito-cisalhamento.



Fonte: PATNAIK, 1992 *apud* ARAÚJO, 1997.

Supondo que a armadura transversal atinja a resistência ao escoamento, pode-se dizer que a tensão normal de compressão na interface é obtida conforme a Equação 10.

$$\tau = \rho \times f_y \times \mu \quad (10)$$

Onde:

τ : tensão de cisalhamento resistente ($\tau_u \leq 5,5 \text{ MPa}$).

ρ : taxa geométrica da armadura transversal na interface ($\rho \leq 0,015$).

f_y : resistência ao escoamento do aço.

$\mu = \operatorname{tg}\Phi$: coeficiente de atrito interno.

Já a força de cisalhamento resistente pode ser obtida conforme a Equação 11.

$$R_{ci} = F \times \mu = A_{sw} \times f_y \times \mu \quad (11)$$

Onde:

R_{ci} : força de cisalhamento resistente.

F : força de cisalhamento na interface.

$\mu = \operatorname{tg}\Phi$: coeficiente de atrito interno.

A_{sw} : área da armadura transversal.

f_y : resistência ao escoamento do aço.

3.3.3. Modelos recomendados pelas normas

Nesta seção serão apresentadas algumas expressões de normas técnicas utilizadas como modelo para determinação da resistência na interface de ligação entre substrato e concreto novo.

3.3.3.1. Conforme a ABNT NBR 9062:2006

Para peças compostas ou mistas devem ser consideradas no cálculo as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto novo, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto novo, a redistribuição de esforços promovidos pela retração e da fluência e a incidência destas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.

A verificação da resistência ao cisalhamento deve obedecer a condição estabelecida pela Equação 12.

$$\tau_{sd} \leq \tau_u \quad (12)$$

Onde:

τ_{sd} : tensão de cisalhamento de cálculo.

τ_u : tensão última de cisalhamento.

A tensão de aderência de cálculo pode ser obtida conforme a Equação 13.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \times b} \quad (13)$$

Onde:

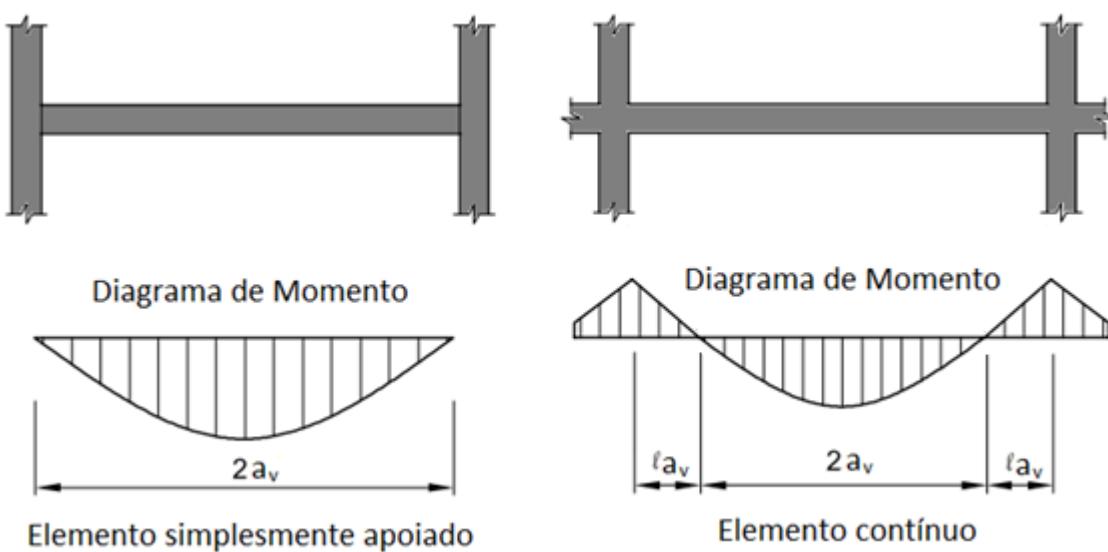
F_{md} : valor médio da força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v .

a_v : distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, na peça (ver Figura 44).

b : largura da interface.

A distância entre os pontos de momento nulo e máximo, a_v , pode ser obtida conforme apresentado na Figura 44.

Figura 44 - Distância entre pontos de momento nulo e máximo.



Fonte: Adaptado PCI (2004)

A ABNT NBR 9062 (2006), permite calcular a peça composta como peça monolítica desde que a tensão de cálculo, τ_{sd} , satisfaça a condição apresentada pela Equação 14.

$$\tau_{sd} \leq \beta_s \frac{f_{yd} \times A_s}{b \times s} + \beta_c \times f_{ctd} < 0,25 \times f_{cd} \quad (14)$$

Onde:

β_s : coeficiente de minoração aplicado à armadura.

β_c : coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

f_{ctd} : obtido conforme a ABNT NBR 6118, para o concreto de menor resistência no contato.

f_{yd} : resistência de cálculo da armadura.

A_s : área de armadura que atravessa perpendicularmente a interface e é totalmente ancorada nos elementos componentes.

b : largura da interface.

s : espaçamento da armadura A_s .

Em superfícies de ligação intencionalmente áspera, com rugosidade mínima de 0,5 cm em 3,0 cm, os coeficientes β_c e β_s , podem ser obtidos através da Figura 45. Para superfícies lisas ou naturalmente rugosas, os valores dos coeficientes β_c e β_s são obtidos por ensaios específicos.

Figura 45 - Valores dos coeficientes β_c e β_s .

$A_s/b s$ %	β_s	β_c
$\leq 0,20$	0,00	0,30
$\geq 0,50$	0,90	0,60

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062, 2006.

A norma admite $A_s = 0$ e quando $\tau_{sd} \leq \beta_c \cdot f_{ctd}$ e são satisfeitas simultaneamente as seguintes condições:

- A interface ocorre em regiões de larguras predominantes da peça sobre as outras dimensões, tais como placas, mesa das vigas T ou TT.
- A superfície da ligação satisfaça a rugosidade de 0,5cm a cada 3,0cm.
- O plano da ligação não esteja submetido a esforços normais de tração nem a tensões alternadas provenientes de carregamentos repetidos.

- A armadura da alma resista totalmente à força de tração proveniente dos esforços cortantes, desprezando-se a contribuição do concreto na zona comprimida.
- A superfície de concreto já endurecido seja escovada, eliminando a nata de cimento e abundantemente molhada, pelo menos com duas horas de antecedência à concretagem.

3.3.3.2. Conforme o PCI 2004 e o ACI-318 2011

Para que a transferência de esforços de cisalhamento horizontal seja feita é necessário que as superfícies de interface estejam limpas e livres de nata de cimento. Dependendo da magnitude da força horizontal atuante na superfície pode ser necessária uma superfície de interface rugosa. De acordo com o ACI-318 (2011), a transferência completa das forças horizontais nos elementos compostos é feita pelo contato das superfícies dos elementos interconectados. A verificação da resistência ao cisalhamento deve atender a condição expressa na Equação 15.

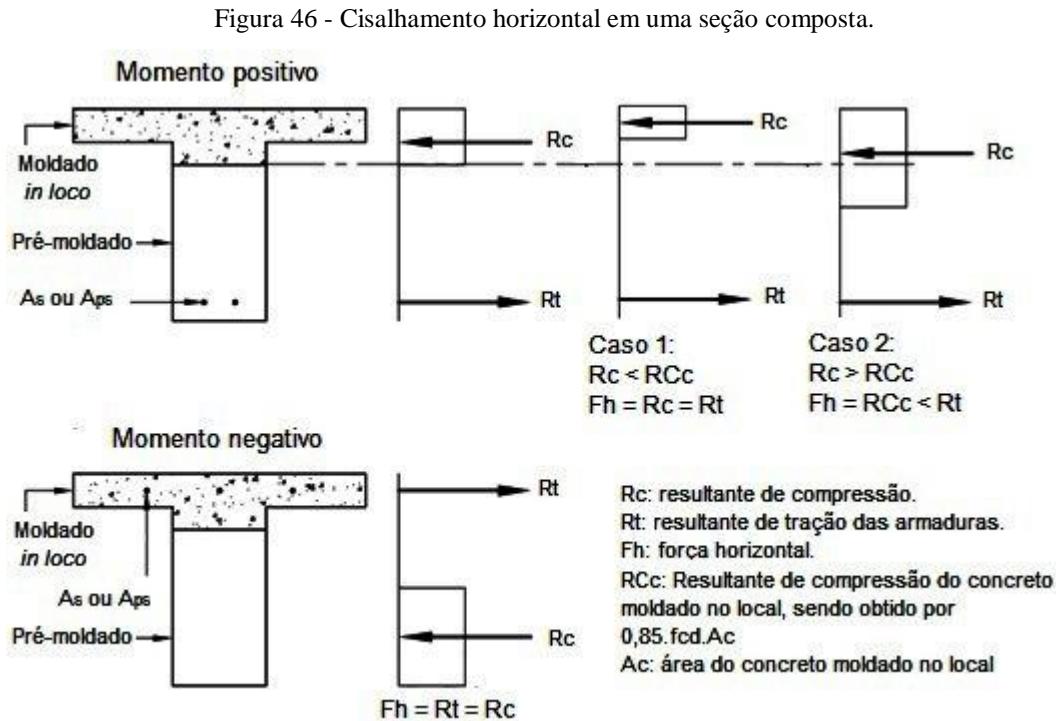
$$F_{hu} \leq F_{hd} \quad (15)$$

Onde:

F_{hu} : força horizontal última que atua na interface.

F_{hd} : força horizontal de cálculo.

Conforme adoção do sistema americano, nas regiões de momento positivo surgem forças de compressão e nas regiões de momento negativos surgem forças de tração, conforme representado na Figura 46.



Fonte: Adaptado do PCI, 2004.

O PCI (2004) indica três casos diferentes para verificar a resistência da interface de ligação em função ou não da necessidade de ser colocada armadura nesta ligação.

a) Caso 1: Não é necessário utilizar armadura quando as superfícies de contato estão limpas, livres de nata de cimento, intencionalmente rugosas, elementos providos do mínimo de ancoragem previsto no ACI-318 (2011).

$$F_{hd} \leq 0,552 \times b \times a_v$$

Onde:

F_{hd} : força horizontal de cálculo.

0,552: coeficiente, conversão de lbf/in² para MPa.

b : largura da interface.

a_v : distância entre os pontos de momento nulo e máximo, obtida conforme Figura 44.

b) Caso 2: Utilização de armadura mínima quando a ancoragem é provida de acordo com o ACI-318 (2011), estando com as superfícies de contato limpas, livres de nata de cimento e intencionalmente rugosas com amplitude aproximada de 6,35mm (1/4"). A armadura mínima pode ser obtida conforme a Equação 16.

$$0,552 \times b_v \times d \leq F_{hd} \leq 2,45 \times b_v \times d$$

$$A_{sw,\min} = \frac{0,035 \times b \times a_v}{f_y} \quad (16)$$

Onde:

F_{hd} : força horizontal de cálculo.

0,552: coeficiente, conversão de lbf/in² para MPa.

2,45: coeficiente, conversão de lbf/in² para MPa.

0,035: coeficiente, conversão de lbf/in² para kN/cm².

b : largura da interface.

a_v : distância entre os pontos de momento nulo e máximo, obtida conforme Figura 44.

A_{sw} : área da armadura ancorada, armadura transversal que atravessa a interface.

c) Caso 3: Quando a força horizontal solicitante de cálculo exceder $2,45b_v \times d$, é necessário colocar armadura ao longo do comprimento d , dimensionada conforme a Equação 17.

$$A_{sw} = \frac{F_{hd}}{\theta \times \mu_e \times f_y} \quad (17)$$

Onde:

A_{sw} : área da armadura ancorada, armadura transversal que atravessa a interface.

F_{hd} : força horizontal de cálculo.

θ : coeficiente de redução da resistência, igual a 0,75 para cisalhamento.

μ_e : coeficiente efetivo de atrito-cisalhamento.

f_y : resistência ao escoamento da armadura em MPa.

O coeficiente efetivo de atrito-cisalhamento para elementos compostos pode ser obtido de acordo com o PCI (2004) através da Equação 18.

$$\mu_e = \frac{6,9\lambda \times b \times a_v \times \mu}{F_{hd}} \quad (18)$$

Onde:

6,9: coeficiente, conversão de lbf/in² para MPa.

λ : Fator de correção relacionado com a densidade do concreto, sendo 1,0 para concreto de densidade normal e 0,75 para concreto de baixa densidade.

b : largura da interface.

a_v : distância entre os pontos de momento nulo e máximo, obtida conforme Figura 44.

μ : coeficiente de atrito interno, obtido através da Tabela 14.

F_{hd} : força horizontal de cálculo.

Tabela 14- Valores para os coeficientes de atrito-cisalhamento.

Tipos da superfície	μ	μ_e Máximo
Concreto moldado monoliticamente	$1,4 \lambda$	3,4
Concreto e concreto pré-moldado, com superfície intencionalmente rugosa	$1,0 \lambda$	2,9
Concreto e concreto pré-moldado, com superfície não intencionalmente rugosa	$0,6 \lambda$	2,2
Concreto ancorado ao aço	$0,7 \lambda$	2,4

Fonte: Adaptado de PCI, 2004.

3.3.3.3. Conforme a FIB MC 2010

Para determinação da capacidade resistente da ligação na interface, obtida conforme Equação 19, devem ser consideradas três parcelas: a adesão entre as partes de concreto, o atrito gerado na interface e a ação de pino que é promovida pela armadura que atravessa a interface da ligação.

$$\tau_u = \underbrace{\tau_c}_{\text{Adesão}} + \underbrace{\mu \times (\rho_{sw} \times \kappa \times f_y + \sigma_n)}_{\text{Atrito}} + \underbrace{\alpha \times \rho_{sw} \times \sqrt{f_y \times f_{cc}}}_{\text{Ação de pino}} \leq \beta \times \nu \times f_{cc} \quad (19)$$

Onde:

τ_c : tensão de adesão entre os elementos de concreto, podendo ser determinada pela Equação 20.

$$\tau_c = \beta \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (20)$$

ρ_{sw} : taxa geométrica da armadura que atravessa a interface da ligação, obtida pela Equação 21.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{A_l} \geq 0,001 \quad (21)$$

A_{sw} : área de aço na ligação.

A_l : área da interface de ligação.

f_y : resistência ao escoamento do aço.

f_{cc} : resistência à compressão média do concreto.

σ_n : tensão de compressão normal promovida por forças externas perpendiculares ao plano da interface.

ν : coeficiente relativo à força axial, obtido conforme Equação 22.

$$\nu = \frac{N_{sd}}{A_l \times f_{cd}} \quad (22)$$

κ e α : coeficientes que levam em consideração que a armação ou a ligação estão sujeitos simultaneamente à forças axiais e de flexão. O coeficiente κ pode ser obtido pela Equação 23. Pode ser adotado para superfícies rugosas $\kappa = 0,5$ e $\alpha = 0$. Em superfícies lisas pode ser utilizados $\kappa = 0$ e $\alpha = 1,5$

$$\kappa = \frac{\sigma_s}{f_y} \quad (23)$$

σ_s : tensão na armadura.

β e μ : coeficientes obtido relacionando o tipo de aspereza (Tabela 17). Os coeficientes β e μ levam em consideração o tipo de aspereza da superfície de ligação, podendo ser classificados de acordo com a Tabela 15 e a Tabela 16.

Tabela 15 - Tipos de aspereza para superfície lisa.

Categoria 1	
I	Superfície lisa obtida por lançamento de concreto em fôrmas metálicas ou de madeira.
II	Superfície lisa através de alisamento feito por ferramenta.
III	Superfície com pequenas ondulações.
IV	Superfície feita pela utilização de fôrmas deslizantes ou réguas vibratórias.
V	Superfícies produzidas por extrusão.
VI	Superfície com textura feita pela escovação do concreto fresco.

Fonte: Adaptado de CEB-FIP MC 90, 1993.

Tabela 16 - Tipos de aspereza para superfície rugosa.

Categoria 2	
I	Superfície com textura escarificada ou raspada, possuindo rugosidade.
II	Superfície bem compactada, sem textura, com agregado graúdo exposto.
III	Superfície de concreto jateada, de forma a expor os agregados graúdos.
IV	Superfícies com dentes.

Fonte: Adaptado de CEB-FIP MC 90, 1993.

Tabela 17 - Valores dos coeficientes β e μ .

Coeficiente	Superfície	
	Categoria 1	Categoria 2
β	0,2	0,4
μ	0,6	0,9

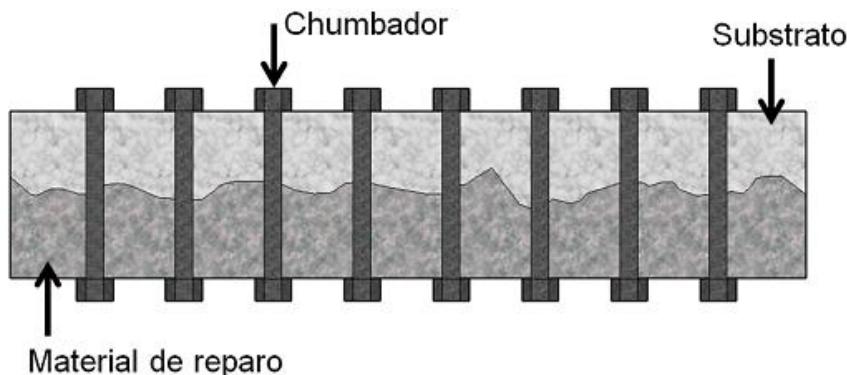
Fonte: Adaptado de CEB-FIP MC 90, 1993.

3.4. Conectores

O uso de conectores na interface de ligação entre o substrato e o concreto de reforço promove o aumento da resistência aos esforços de cisalhamento. Segundo Reis (1998), conectores são elementos capazes de promover a ligação, de forma eficiente, entre armadura-concreto, armadura-armadura ou concreto-concreto, podendo ser classificados em:

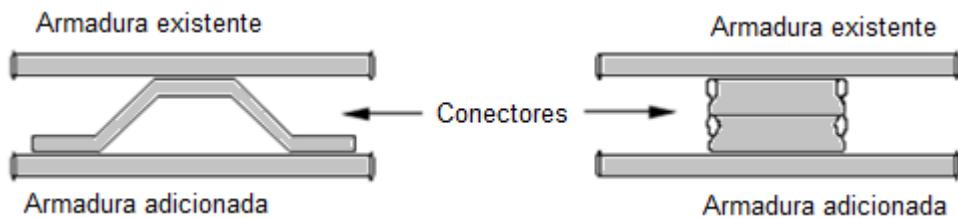
- Chumbadores ou parafusos: elementos metálicos, fabricados em aço inoxidável, que podem ser fixados no elemento através de expansão química ou mecânica. Na Figura 47 são ilustrados chumbadores mecânicos para ligação concreto-concreto.
- Barras soldadas: elementos metálicos soldados nas armaduras novas e velhas, os quais permitem a transferência de tensões entre ambas, conforme ilustrado na Figura 48.

Figura 47 - Conectores concreto-concreto.



Fonte: Adaptado de SOUZA, 1990.

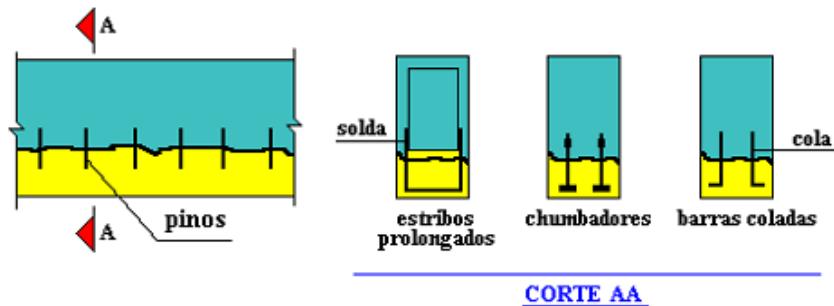
Figura 48 - Conectores de barras soldadas utilizadas na ligação armadura-armadura.



Fonte: Adaptado de SOUZA, 1990.

De acordo com Piancastelli (1997) a adoção de conectores atravessando a interface de ligação entre substrato e concreto novo é um recurso muito utilizado para obter o comportamento monolítico da peça reforçada. Estes conectores podem ser estribos prolongados, chumbadores ou pequenas barras coladas com resinas (PIANCATELLI, 1997). A Figura 49, apresenta a ilustração de conectores utilizados na interface de ligação.

Figura 49 - Conectores para ligação de concretos.



Fonte: PIANCASTELLI, 1997.

O dimensionamento dos conectores é feito através da tensão de cisalhamento que atua na interface de ligação entre substrato e concreto novo. Para obtenção do valor desta tensão foram apresentados modelos e expressões para determinação na seção 3.3 deste trabalho. A resistência do conector depende dos seguintes fatores:

- Espessura e comprimento do conector.
- Resistência à compressão do concreto.
- Módulo de elasticidade do concreto.

Em serviços de reforço por encamisamento também são utilizados conectores tipo Dywidag. Tais conectores são utilizados em ampla gama de soluções estruturais, tanto para construção de novas estruturas, como para reforço e recuperação de estruturas já existentes. O sistema consiste na utilização de barras de aço como elemento resistente à tração, contendo porcas e placas que tem função de distribuir a carga aplicada através de

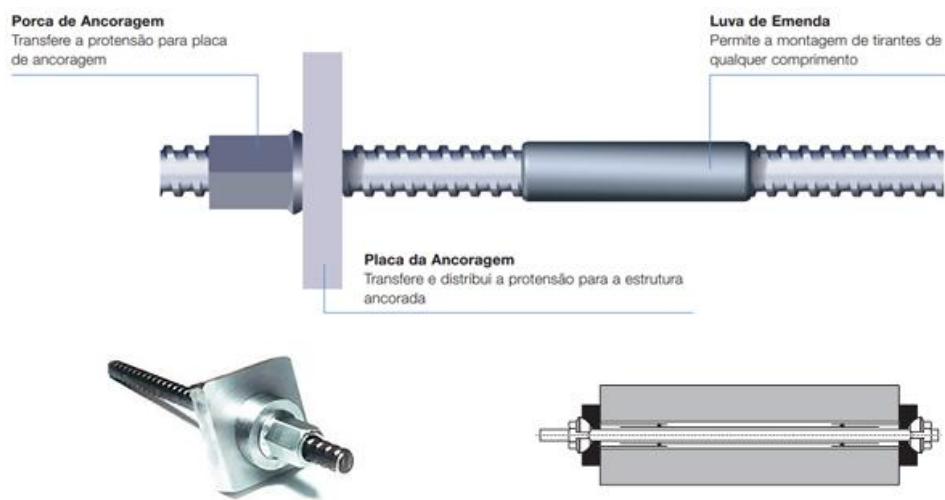
ancoragem (DYWIDAG, 2015). A utilização do conector tipo Dywidag pode ser observada na Figura 50. Na Figura 51 é demonstrado o conector tipo Dywidag. As características e dimensões são especificadas na Tabela 18.

Figura 50 - Utilização do conector tipo Dywidag.



Fonte: DYWIDAG, 2015.

Figura 51 - Conector tipo dywidag.



Fonte: DYWIDAG, 2015.

Tabela 18 - Propriedades dos sistemas Dywidag.

Diâmetro Nominal (mm)	47	36	32	15
Tensão de escoamento (kgf/mm²)	95	95	95	90
Tensão de Ruptura (kgf/mm²)	105	105	105	110
Carga de escoamento (tf)	165	97	76	16
Carga de Ruptura	182	107	84	19
Área da seção transversal (mm²)	1735	1018	804	177

FONTE: Adaptado de DYWIDAG, 2015.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. Planejamento experimental

Para alcançar os objetivos propostos, foi empregada a metodologia experimental. O programa experimental foi para avaliar a influência de um tipo de conector metálico colado na interface de ligação entre substrato de concreto e graute, visando o aumento da capacidade portante em vigas de concreto armado reforçadas à flexão por aumento da seção da viga e pela adição de armaduras.

A influência dos conectores metálicos na resistência da ligação foi analisada pela realização de ensaio de cisalhamento direto e por ensaio de vigas reforçadas por encamisamento.

Salienta-se que o estudo tem aspectos que diferem da maioria existente. O primeiro é que em grande parte dos estudos, o reforço é devido à insuficiência de armadura, enquanto que será realizado o reforço para a região tracionada e comprimida. Outro aspecto importante é a aproximação dos ensaios a uma situação real. Na prática pode-se fazer um pequeno alívio nas ações e o reforço é executado com a ação remanescente atuando na viga e, finalmente, ela é liberada para a ação total superior à de projeto inicial. Assim será simulado no ensaio. A quantidade de repetições foi definida pelo método da análise de variância, conforme apresentado na Tabela 19.

Tabela 19 - Determinação da quantidade de repetições.

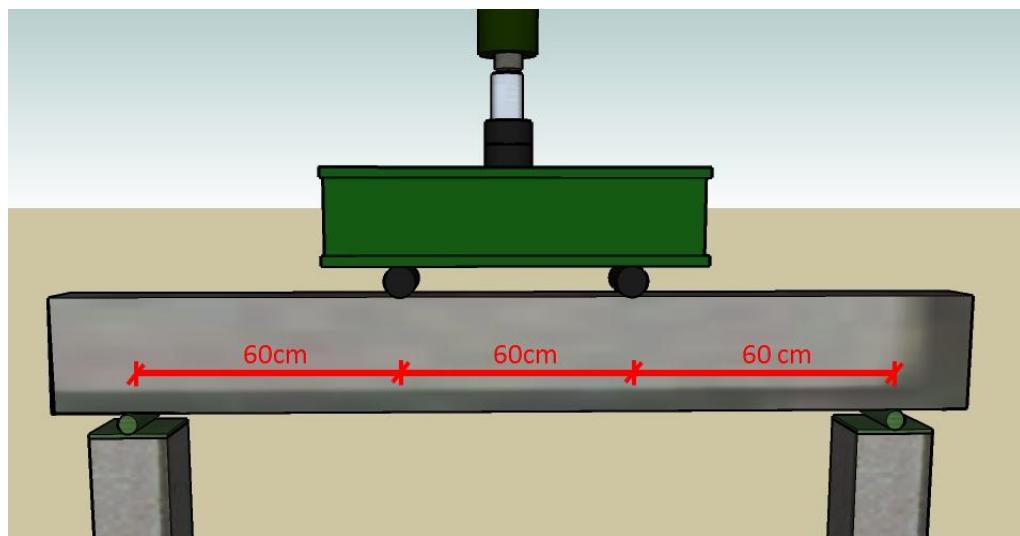
Repetições	3	4	5
Tratamento (Graus de Liberdade)	$3-1 = 2$	$3-1 = 2$	$3-1 = 2$
Resíduo	$7 > 11$ FALSO	$10 > 11$ FALSO	$13 > 11$ OK
Total	9	12	15

Fonte: AUTOR

No experimento de ensaio de cisalhamento direto, foram ensaiados 8 corpos de prova, sendo 6 com áreas de contato com a superfície de 180 cm^2 e 2 corpos de prova com área de contato de 540 cm^2 .

Já no experimento das vigas, foram ensaiadas 15 vigas de concreto armado (four-point load bending test) conforme esquema representado na Figura 52, sendo 5 vigas utilizadas para referência, ou seja, sem reforço, 5 vigas reforçadas com superfície do concreto substrato lisa e 5 vigas reforçadas com superfície do concreto substrato lisa contendo conectores metálicos colados.

Figura 52 - Esquema de ensaio das vigas.



Fonte: AUTOR.

Para efeito desta pesquisa, deve-se considerar que os cálculos serão realizados para 3 situações. A primeira é para uma viga submetida a carregamentos normais, cujas seções principais serão dimensionadas no Estado Limite Último – ELU. Na segunda situação,

considerando que esta viga esteja em funcionamento com a carga de projeto, será realizado um alívio de carga em 20% e o dimensionamento do reforço será feito para atingir a capacidade resistente necessária com a seção crítica à flexão no ELU. Por último, será realizado o cálculo para estimativa da carga de ruptura, ou seja, válida somente para o ensaio sem considerações de estado limite.

4.2. Materiais

O concreto utilizado nas vigas de referência foi do tipo usinado auto adensável de $f_{ck} = 20$ MPa, fornecido por usina de concreto. O lançamento do concreto foi feito de forma manual, em camadas.

O aço para as armaduras longitudinais e para os conectores foi o CA 50 com $f_{yk} = 500$ MPa e para as armaduras transversais e porta estribos o CA 60 com $f_{yk} = 500$ MPa.

O graute aplicado no serviço de reforço foi o SikaGrout® 250.

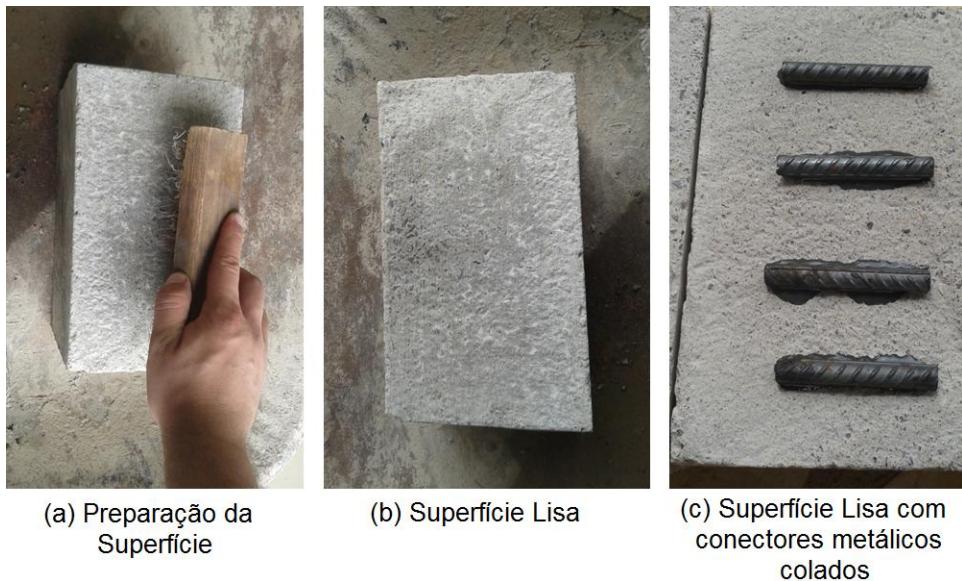
Os conectores foram colados utilizando o Sikadur® Epóxi.

Não houve razão específica para a escolha dos materiais pois são todos comuns do mercado.

4.3. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto constituiu-se na produção de corpos de prova prismáticos de dimensões 15 cm x 15 cm x 50 cm, os quais após a cura foram divididos ao meio. As partes receberam tratamento de escovação manual e limpeza na superfície onde receberiam o graute. As ligações destes corpos de prova foram variadas em superfície lisa e superfície com conectores metálicos conforme representado na Figura 53.

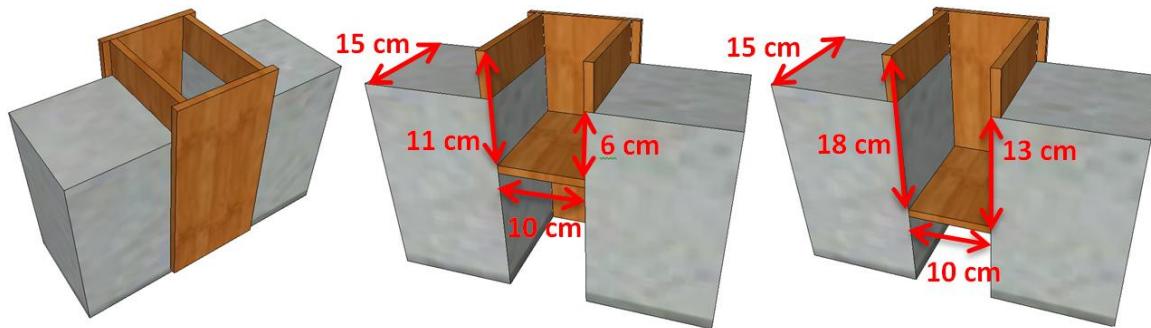
Figura 53 - Superfícies dos corpos de prova prismáticos.



Fonte: AUTOR.

Após a preparação da superfície dos corpos de prova de concreto, foram montadas as fôrmas para recebimento do graute entre as partes divididas. O esquema de montagem das fôrmas é demonstrado na Figura 54.

Figura 54 – Esquema de montagem das fôrmas para produção dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: AUTOR.

Conforme observado na Figura 54, foram moldados dois tipos de corpo de provas cujas áreas de contato com a superfície variou em 180 cm^2 e 540 cm^2 . O formato dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento é demonstrado na Figura 55.

Figura 55 - Corpos de prova utilizados para determinação da resistência ao cisalhamento direto.



Fonte: AUTOR.

A aplicação da carga foi feita semelhante ao ensaio de determinação da resistência à compressão de concreto, conforme a ABNT NBR 5739 (2007), sendo a velocidade de carregamento de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s. O esquema de ensaio de cisalhamento direto é representado na Figura 56.

Figura 56 - Esquema de ensaio de cisalhamento direto.



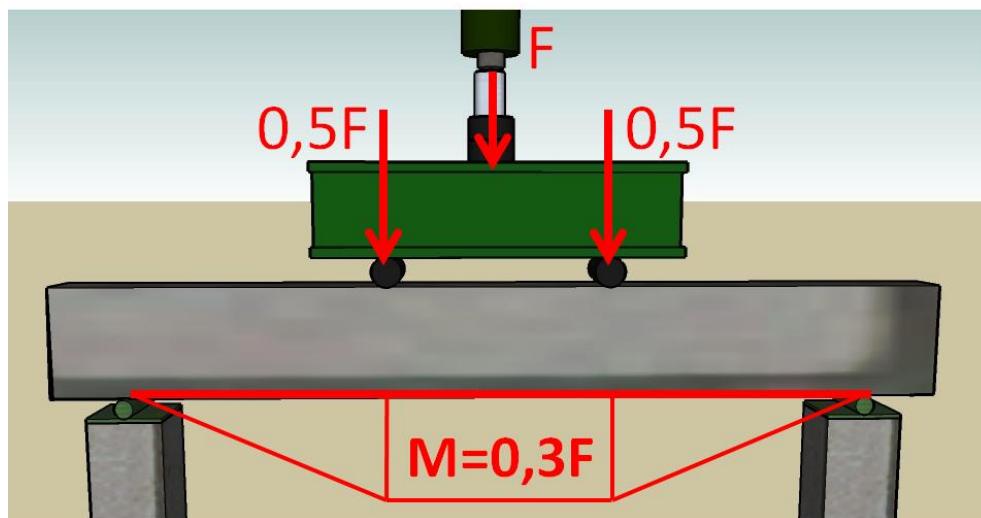
Fonte: AUTOR.

4.4. Dimensionamento das vigas

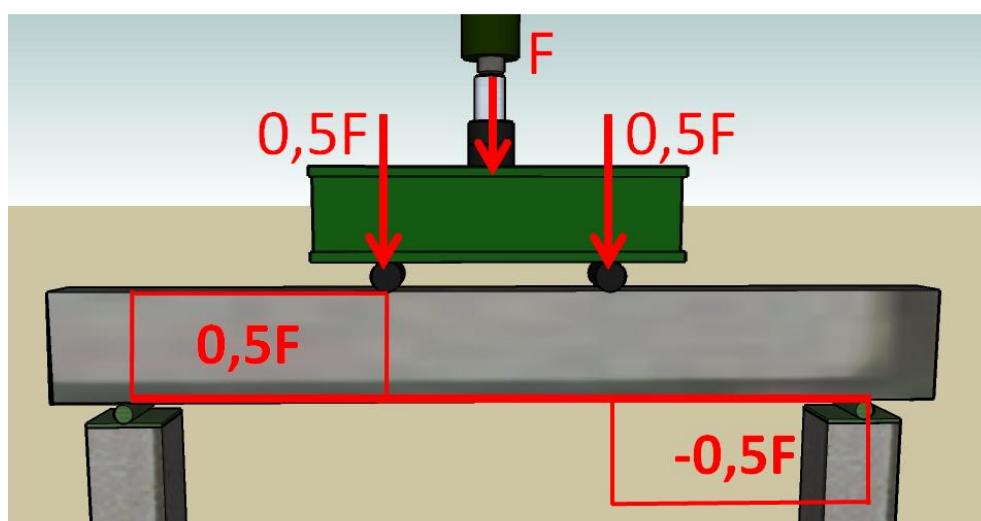
4.4.1. Vigas de referência

As vigas de referência possuíam 200 cm de comprimento, vão de 180 cm e seção transversal retangular possuindo 12 cm de largura por 22 cm de altura, tidas como vigas de referência. O esquema dos esforços gerados na viga, momento e cortante, estão representados na Figura 57.

Figura 57 – Esforços gerados na viga.



(a)Diagrama de Momento Fletor



(b)Diagrama de força cortante

Fonte: AUTOR.

Foram denominadas de VRef (1 a 5) as vigas de referência, de VL (1 a 5) as vigas reforçadas com superfície do substrato lisa e de VC (1 a 5) as vigas reforçadas com superfície lisa contendo conectores metálicos colados.

4.4.1.1. Momento fletor resistente

O dimensionamento das vigas foi feito de tal modo que a posição da linha neutra fosse 40% da altura útil da viga e que a ruptura da viga fosse por flexão, com escoamento da armadura longitudinal. O cobrimento das armaduras utilizado nas vigas foi de 3 cm, adotado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 para a classe de agressividade ambiental 2. Para determinação da altura útil, considerou-se que a armadura longitudinal teria diâmetro de 12,5 mm e os estribos 5 mm. O momento fletor de cálculo máximo suportado pela viga foi obtido através da Equação 24.

$$M_d = 0,68 \times f_{cd} \times b_w \times x \times (d - 0,4x) \quad (24)$$

Onde:

M_d : momento fletor de cálculo

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto

b_w : base da viga

x : posição da linha neutra

d : altura útil da viga

Aplicando a Equação 24 para o dimensionamento da viga, no qual foi adotado o coeficiente de ponderação da resistência do concreto de 1,4, linha neutra a $0,4 \times d$ e altura útil de 17,875 cm, resultou num momento fletor de cálculo de 12,51 kN × m.

4.4.1.2. Armaduras longitudinais e transversais

A armadura longitudinal de flexão necessária para o momento fletor resistente de cálculo igual à 12,51 kN × m foi obtida pela aplicação da Equação 25, a qual resultou numa área de aço de 1,92 cm².

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \cdot (d - 0,4x)} \quad (25)$$

Onde:

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

M_d : momento fletor resistente de cálculo do concreto.

σ_{sd} : tensão de escoamento do aço.

d: altura útil da viga.

x: posição da linha neutra em relação à borda comprimida da seção.

A partir do dimensionamento da armadura de flexão, foi adotado para a armadura longitudinal de tração $2\phi 12,5$ mm. A área de armadura não é a mais próxima em bitolas comerciais, mas foi adotada para facilitar a instrumentação. A armadura longitudinal de compressão foi de $2\phi 5$ mm, visto que a armadura longitudinal superior, para este caso, tem função somente de porta-estribo.

Com a armadura de flexão adotada de $2\phi 12,5$ mm, o momento fletor resistente de cálculo é de $15,16 \text{ kN} \times \text{m}$. Para atingir este momento fletor de cálculo, considerando que o peso próprio da viga produz um momento fletor de cálculo de $0,33 \text{ kN} \times \text{m}$, a carga F_d total a ser aplicada é de $49,45 \text{ kN}$. Esse valor foi obtido considerando os coeficientes da ABNT NBR 8681:2003.

O dimensionamento da armadura transversal foi feito adotando o modelo de cálculo I da ABNT NBR 6118:2014, o qual admite diagonais de compressão inclinadas de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e que a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça tenha valor constante. A armadura de aço foi obtida através da Equação 26.

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 d f_{ywd}} \quad (26)$$

Onde:

a_{sw} : área da seção transversal da armadura transversal.

V_{sw} : parcela da força cortante resistida pela armadura transversal.

d: altura útil da viga.

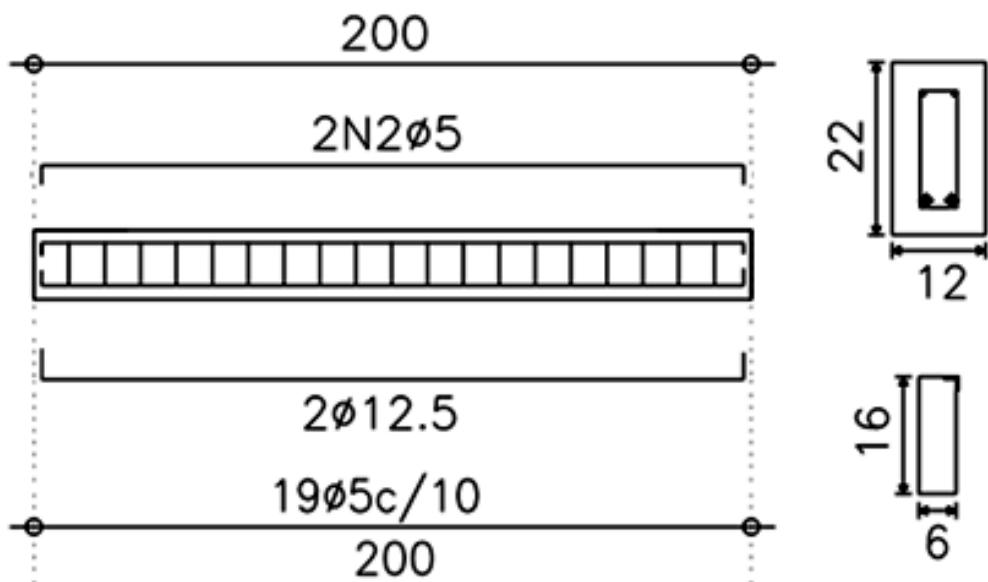
f_{ywd} : resistência ao escoamento de cálculo do aço.

Considerando a carga de cálculo no projeto de $49,45 \text{ kN}$, o cortante produzido será de $25,56 \text{ kN}$. A parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (V_{c0}) é de $14,22 \text{ kN}$. Utilizando para a armadura transversal estribos de $\phi 5,0$ mm, a área calculada de armadura transversal é de $1,615 \text{ cm}^2/\text{m}$, portanto $\phi 5,0$ mm espaçados a cada 24 cm. Devido ao espaçamento máximo permitido, foi utilizado $\phi 5,0$ mm espaçados a

cada 10 cm. O uso destes estribos permite que a viga seja submetida a um esforço cortante de cálculo até 41,69 kN, sendo 14,22 kN da parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (V_{c0}) e 27,47 kN da armadura transversal (V_{sw}). O carga total F_d , descontado o cortante de cálculo produzido pelo peso próprio de 0,83 kN, poderá ser de 81,72 kN aplicado na viga, ou seja, 40,86 kN por ponto.

Na Figura 58 está representado o detalhamento da viga original e na Figura 59 é ilustrada a armação utilizada na produção das vigas de referência.

Figura 58 - Detalhamento da viga original.



Fonte: AUTOR.

Figura 59 - Armadura das vigas de referência.



Fonte: AUTOR.

4.4.1.3. Fôrmas

As fôrmas foram executadas conforme as dimensões esperadas para as vigas 12 cm x 22 cm x 200 cm de tábuas serradas, tomando cuidado com a capacidade de suporte e de deformação utilizando travamentos. Na Figura 60 podem ser observadas as fôrmas utilizadas para produção das vigas de referência. Previamente à etapa de concretagem, as formas passaram por verificação de estanqueidade, posteriormente as fôrmas foram limpas, receberam aplicação de desmoldante e foi colocada a armadura com os espaçamentos requeridos.

Figura 60 - Fôrmas para produção das vigas de referência.



(a) Fôrmas utilizadas

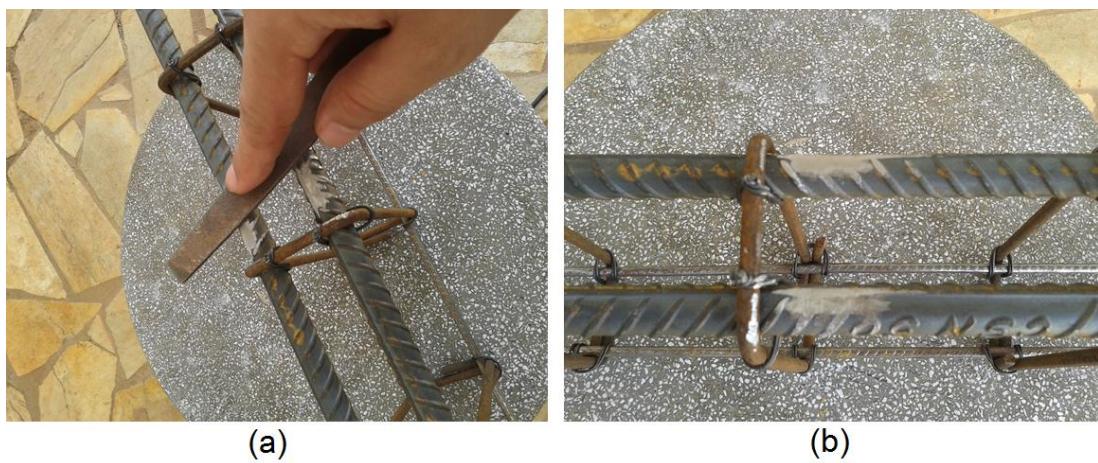
(b) Disposição da armadura na fôrma

Fonte: AUTOR.

4.4.1.4. Extensômetros colados nas armaduras

As duas barras da armadura longitudinal de tração receberam lixamento na parte central-inferior, visando remover as mossas e acerto da superfície para colagem dos extensômetros, conforme representado na Figura 61.

Figura 61 - Lixamento das armaduras longitudinais de tração.



Fonte: AUTOR.

4.4.1.5. Concretagem e cura

Como o concreto das vigas de referência foi fornecido por usina, o transporte foi realizado por caminhão betoneira até o laboratório e posteriormente em carrinhos de mão até o lançamento manual em camadas. O concreto foi auto adensável.

A cura do concreto, o procedimento necessário para evitar a rápida evaporação da água, a qual ocasiona retração do concreto, foi realizado por aspersão superficial de água durante 7 dias. Na Figura 62 é possível observar as vigas de referência após a concretagem.

Figura 62 – Vigas de referência.



Fonte: AUTOR.

4.4.2. Vigas reforçadas

A carga F_d a ser aplicada conforme projeto poderá ser de 49,45 kN. Este valor contempla o coeficiente de majoração de 1,4, porém, como a carga será controlada e com pequena variação, foi adotado um coeficiente menor, portanto a carga de projeto considerada 100% será de 42,5 kN. Considerou-se que, para a execução do reforço, que a carga accidental poderá ser reduzida em 20%, resultando para a execução do reforço uma carga de 34,0 kN, identificada com carga 80%.

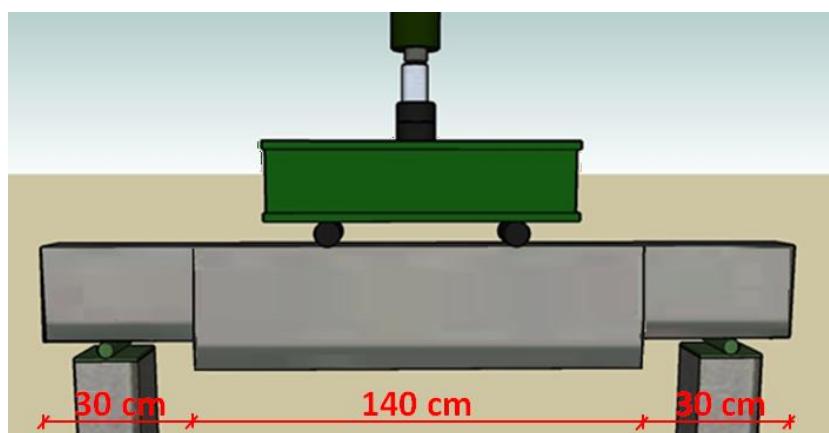
Previamente à execução do reforço, as vigas de referência foram submetidas ao pré-carregamento de 42,5 kN até estabilização da flecha, sendo posteriormente realizado o serviço de reforço por adição de camada de graute com 5 cm de espessura em cada lado e no fundo e de armaduras, conforme apresentado na Figura 63 e Figura 64.

Figura 63 - Viga reforçada.



Fonte: AUTOR.

Figura 64 - Comprimento do reforço por graute.



Fonte: AUTOR.

O graute aplicado no serviço de reforço foi o SikaGrout® 250, no qual as propriedades e características são descritas na Tabela 20.

Tabela 20 - Características e propriedades SikaGrout® 250.

Massa unitária	2.200 kg/m ³
Resistência à compressão às 24 horas	20 MPa
Resistência à compressão aos 3 dias	30 MPa
Resistência à compressão aos 7 dias	40 MPa
Resistência à compressão aos 28 dias	50 MPa

Fonte: Adaptado de SIKA®, 2011.

4.4.2.1. Cálculo do reforço

A viga de referência executada tem sua capacidade de carga total para a flexão de 35,32 kN × m e de 81,72 kN para o cisalhamento. Como o reforço não será para o cisalhamento, foi calculado inicialmente para a carga de cálculo aplicada de 81,72 kN, portanto um momento fletor total de cálculo de 24,90 kN × m.

A seção da viga original, após ter redução da carga, não trabalha no Estado Limite Último, sendo a nova posição da linha neutra foi obtida através das equações de equilíbrio e deformações (Equação 27 e Equação 28). Na Figura 65 são apresentados os estados de tensão e deformação da seção da viga original com carga $F_d = 49,45$ kN (ELU) ou $F_k = 35,32$ kN. A tensão no concreto para a seção submetida a 80% da carga (34 kN) foi obtida conforme item 8.2.10.1 da ABNT NBR 6118:2014.

$$R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z \quad (27)$$

$$x = \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) \cdot d \quad (28)$$

Onde:

R_{cc} : resultante de compressão no concreto.

R_{st} : resultante de tração no aço.

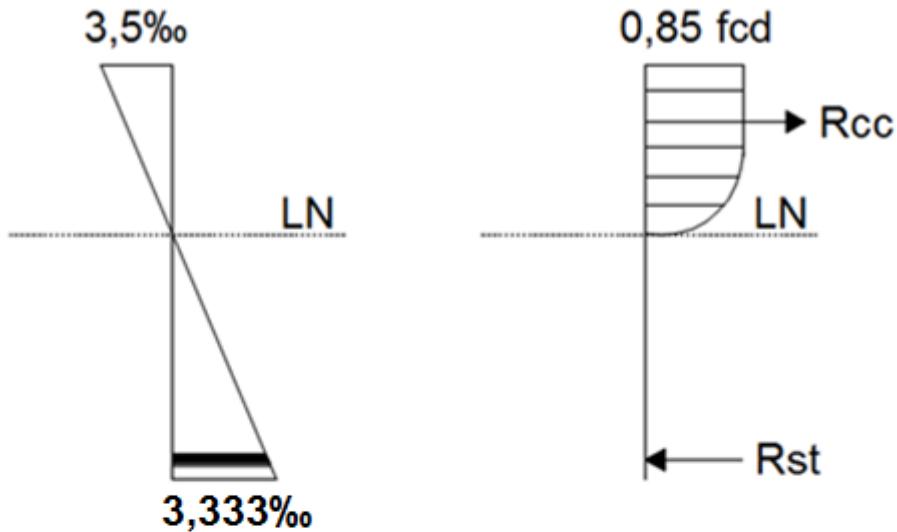
z : distância entre R_{cc} e R_{st} .

x : posição da linha neutra.

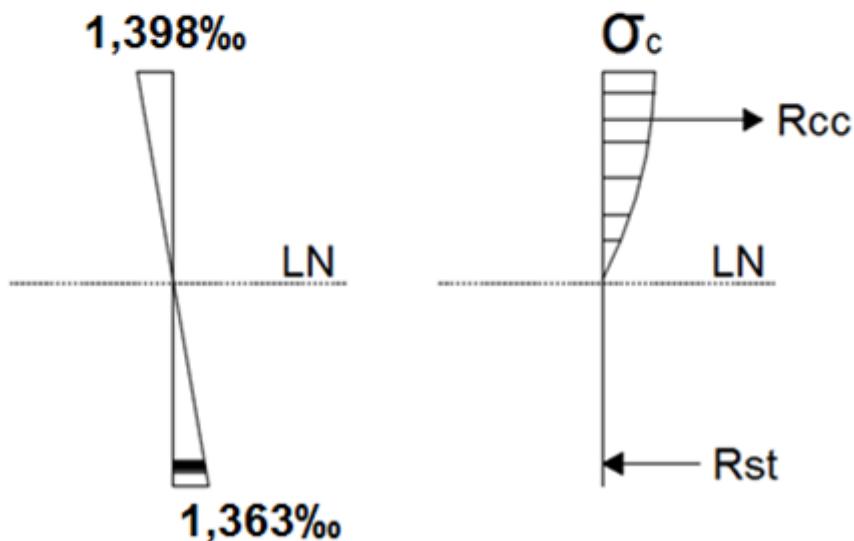
ε_c : deformação no concreto.

ε_s : deformação no aço.

Figura 65 - Estados de tensão e deformação da seção original.



(a) Estados de Tensão e Deformação - Carga 100%

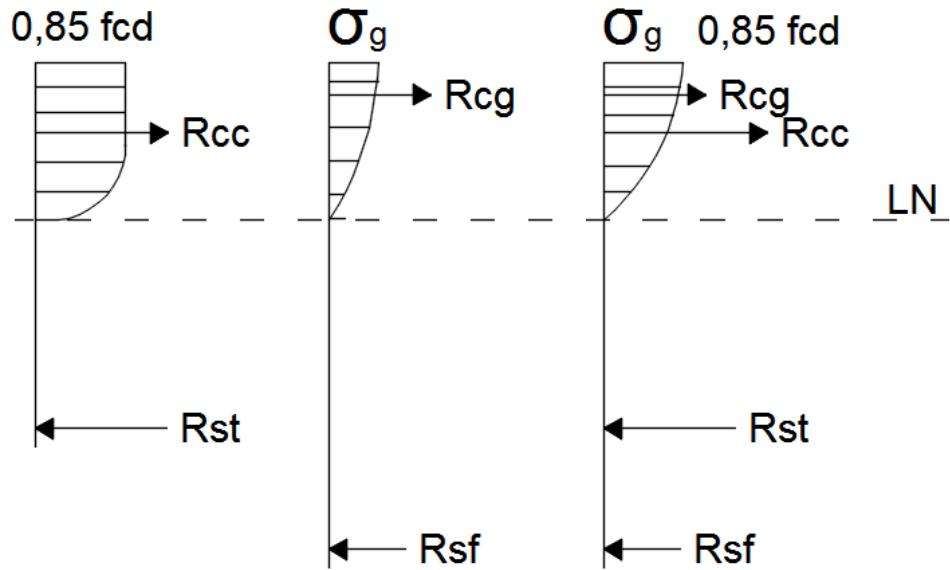


(b) Estados de Tensão e Deformação - Carga 80%

Fonte: AUTOR.

A tensão no graute foi obtida conforme item 8.2.10.1 da ABNT NBR 6118:2014, adotando comportamento similar ao concreto, por ser material cimentício. Na Figura 66 está apresentado o esquema do estado de tensão da viga reforçada.

Figura 66 - Estado de tensão da seção reforçada.



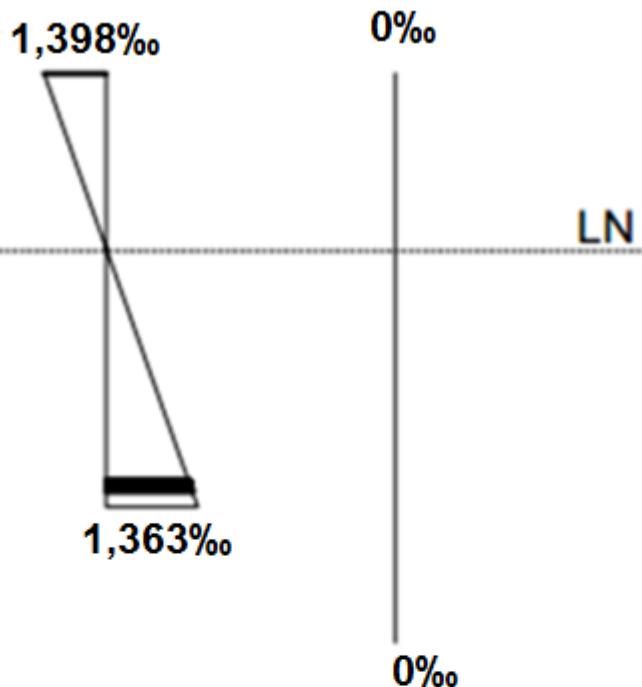
Fonte: AUTOR.

Aplicando-se a Equação 25, citada na seção 4.3.1.2 deste trabalho, com o graute com resistência de 50 MPa, obteve-se área de aço de 2,122 cm² para a armadura do reforço. Devido à necessidade de colagem de extensômetros nas barras, optou-se pela colocação de 2ø12,5 mm. Com essa armadura e o graute, a seção reforçada terá um momento fletor resistente de cálculo de 37,16 kN × m. Para atingir esse momento fletor será necessária uma carga característica aplicada de 87,70 kN, indicando que a ruptura, provavelmente, ocorrerá por cisalhamento.

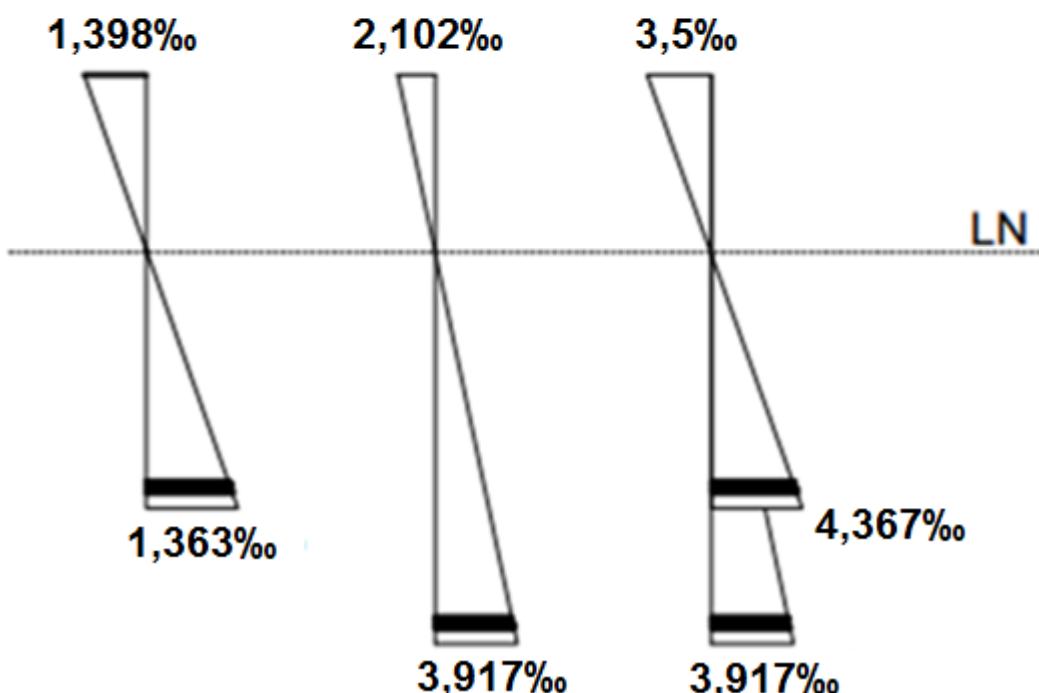
Os resultados obtidos para as deformações da viga reforçada, bem como, aqueles obtidos pela aplicação das equações de equilíbrio e de deformações, são apresentados na Figura 67.

O detalhamento da viga reforçada é apresentado na Figura 68.

Figura 67 - Estado de deformação da seção reforçada.



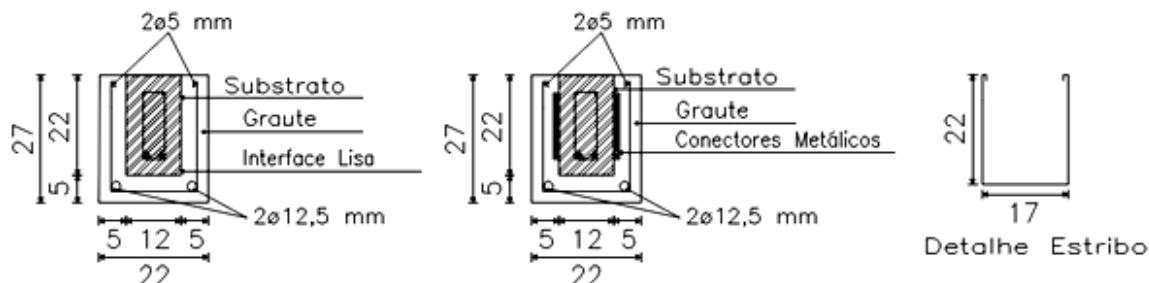
(a) Estados de Deformação - Carga 80%



(b) Estados de Deformação - Carga máxima de projeto (87,70 kN)

Fonte: AUTOR.

Figura 68 - Detalhamento seção transversal das vigas reforçadas.



Fonte: AUTOR.

Os valores apresentados para os momentos fletores resistentes são de projeto e contemplam os critérios de segurança utilizados pelas normas e consideram que haverá a ligação perfeita entre o concreto e o graute. Desta forma, espera-se que os valores obtidos nos ensaios sejam superiores.

4.4.2.2. Fôrmas para execução do reforço

As fôrmas do reforço, demonstradas na Figura 69, foram executadas conforme as dimensões requeridas para o reforço, sendo as dimensões internas totais (substrato e reforço) de 22 cm x 27 cm x 140 cm, confeccionadas de chapas de madeira compensada plastificada, tomando cuidado com a capacidade de suporte, deformação e estanqueidade das fôrmas.

Figura 69 - Fôrma para execução do reforço.



(a) Fôrmas para o reforço

(b) Montagem da fôrma do reforço na viga original

Fonte: AUTOR.

4.4.2.3. Conectores metálicos

Os conectores metálicos foram colocados tendo em vista uma possível falha parcial na ligação entre concreto e graute. Projeteu-se conectores simples e que possam ser confeccionados na obra com material comum. Assim, eles foram produzidos utilizando barras de aço nervuradas de $\phi 10$ mm, possuindo 15 cm de comprimento, sendo que em parte da superfície foram removidas área das mossas para colagem no substrato. Na Figura 70 é representado o tipo de conector metálico utilizado neste trabalho

Figura 70 - Conector metálico utilizado na superfície do substrato.



Fonte: AUTOR.

Os conectores foram colados na direção vertical, com a viga com carregamento parcial, utilizando o Sikadur® Epóxi, espaçados a cada 10 cm, conforme esquema da Figura 71. As propriedades do adesivo estrutural (Sikadur® Epóxi) estão descritas na Tabela 21.

Figura 71 - Esquema colagem dos conectores metálicos.



Fonte: Autor.

Tabela 21 - Propriedades do Sikadur® Epóxi.

Propriedades Mecânicas	
Resistência à compressão	40 MPa (1 dia)
	60 MPa (7 dias)
Aderência por cisalhamento	> 10 MPa (7 dias)
Flexo-tração	> 10 MPa (7 dias)
Aderência no aço	> 1,5 MPa (7 dias)

Fonte: Adaptado de SIKADUR, 2012.

4.4.2.4. Programa de aplicação de cargas

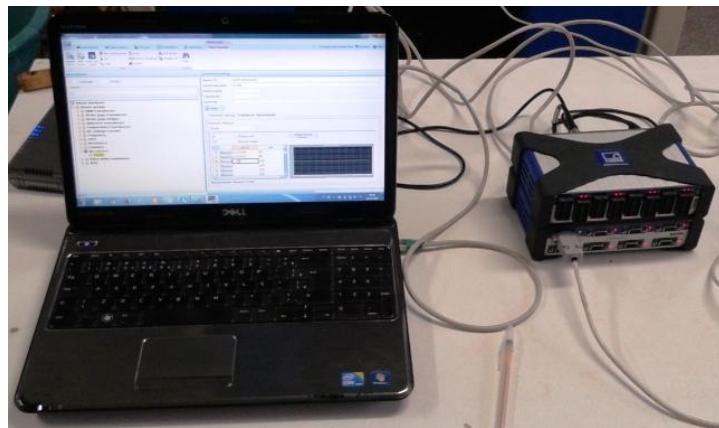
A aplicação das cargas foi realizada de acordo com o funcionamento da viga no ELU. As vigas antes de ser reforçadas foram carregadas com carga total de projeto, de 42,5 kN, até a estabilização da flecha. Para o serviço de reforço, as vigas foram parcialmente descarregadas, permanecendo 80% da carga (34 kN).

Após a conclusão do serviço de reforço e espera das 24 horas para obtenção de resistência do graute, as vigas reforçadas foram recarregadas com a carga total de projeto e posteriormente até a ruptura.

4.4.3. Medidas das deformações e deslocamentos

As medidas das deformações no aço e no concreto foram obtidas através de extensômetros elétricos de resistência, e as flechas por sensor para medição de deslocamento linear (LVDT) no centro da viga. Durante a realização dos ensaios, as leituras foram registradas por meio de um sistema de aquisição de dados da HBM conectados ao notebook, conforme apresentado na Figura 72. Foram utilizados dois tipos de extensômetros elétricos da Excel Sensores, descritos na Tabela 22.

Figura 72 - Sistema para aquisição de dados.



Fonte: AUTOR.

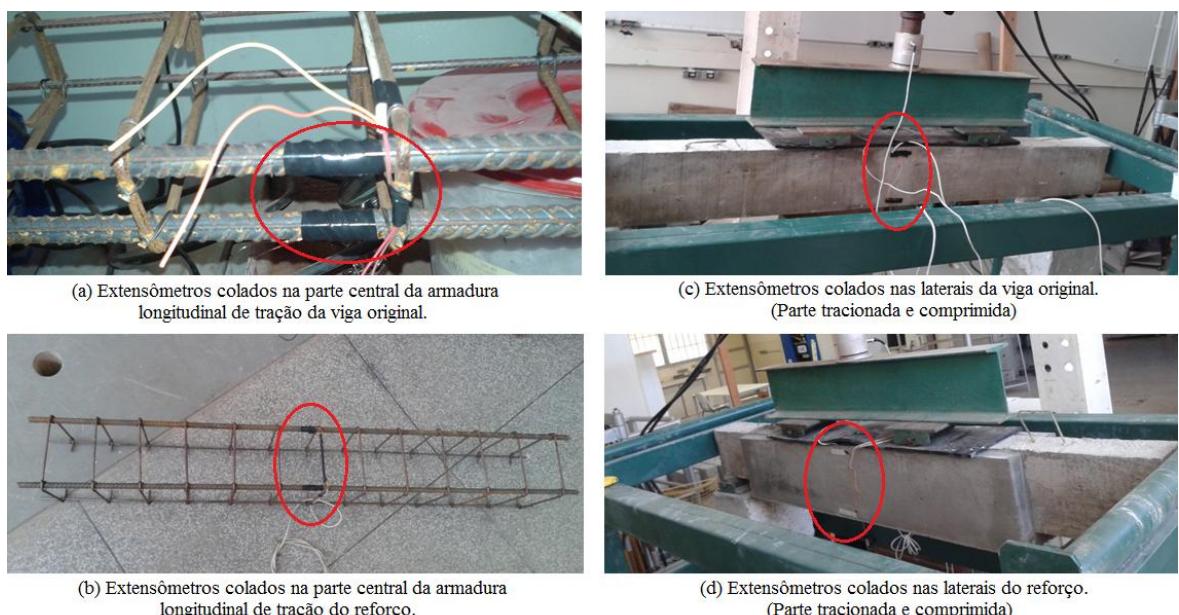
Tabela 22 - Especificações extensômetros.

Tipo	Resistência (Ohms)	Utilização
Unidirecional PA-06-250BA-120-L	120	Aço
Unidirecional PA-06-1000BA-120-L	120	Concreto

Fonte: AUTOR.

Nas armaduras longitudinais de tração foram fixados os extensômetros, do tipo Unidirecional PA-06-250BA-350-L, no centro das barras. Já o concreto recebeu colagem de extensômetros, do tipo Unidirecional PA-06-1000BA-120-L, no substrato e no reforço. O esquema de fixação dos extensômetros está ilustrado na Figura 73.

Figura 73 - Esquema de localização dos extensômetros.



Fonte: AUTOR.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS E ANÁLISES

5.1. Ensaios de caracterização do concreto substrato

Nesta seção são apresentados os resultados referentes aos ensaios do concreto utilizado na produção das vigas de referência. As duas propriedades do concreto abordadas nesta seção serão a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

5.1.1. Resistência à compressão

O concreto, produzido para as vigas, teve a resistência à compressão determinada aos 7 e 28 dias e na data do ensaio das vigas. O ensaio foi realizado utilizando a máquina universal EMIC, conforme Figura 74. Os resultados do ensaio são apresentados na Tabela 23.

Figura 74 - Realização ensaio resistência à compressão do concreto.



Fonte: AUTOR.

Tabela 23 - Resultados ensaios resistência à compressão do concreto.

Idade	Resistência à compressão Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
7 dias	12,85	1,56	12,14
28 dias	21,99	0,04	0,18

Fonte: AUTOR.

A ABNT NBR 6118:2014, apresenta um método de cálculo para estimar a resistência à compressão do concreto ao longo do tempo, apresentado na Equação 28.

$$f_{cj} = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \cdot f_{c28dias} \quad (29)$$

Onde:

f_{cj} : resistência à compressão do concreto aos j dias.

$f_{c28dias}$: resistência à compressão do concreto aos 28 dias.

t : idade do concreto em dias.

s : coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento, obtido conforme Tabela 24.

Tabela 24 - Coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento.

Coeficiente (s)	Tipo de cimento
0,20	CP V ARI
0,25	CP I e CP II
0,38	CP III e CP IV

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014.

O crescimento da resistência à compressão aos 28 dias foi maior que o estimado pela norma ABNT NBR 6118:2014, considerando a resistência à compressão aos 7 dias.

5.1.2. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto das vigas foi obtido para a idade de 28 dias. A Figura 75 ilustra o ensaio do módulo de elasticidade e na Tabela 25 são indicados os resultados obtidos.

Figura 75 - Ensaio módulo de elasticidade do concreto.



Fonte: AUTOR.

Tabela 25 - Resultado ensaio módulo de elasticidade aos 28 dias.

Idade	Módulo de Elasticidade Médio (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Coeficiente de Variação
28 dias	19,89	1,03	5,18%

Fonte: AUTOR.

O módulo de elasticidade do concreto para a idade de 28 dias, segundo a ABNT NBR 6118:2014, estimado em função da resistência do concreto deveria ser de 26,26 GPa, o que não ocorreu.

5.2. Ensaio do aço

Os ensaios das barras de aço, demonstrado na Figura 76, foram realizados obedecendo às especificações da ABNT NBR 7480:2007. Os resultados das resistências características à tração e ao escoamento, obtidas no ensaio, estão apresentados na Tabela 26.

Figura 76 - Ensaio da barra de aço.



Fonte: AUTOR.

Tabela 26 - Resultados dos ensaios de tração das barras de aço.

Diâmetro (mm)	Tensão de escoamento média (f_y) (MPa)	Tensão de ruptura média (f_r) (MPa)	Alongamento médio em 10ø (%)
12,5	601	719	11,73

Fonte: AUTOR.

5.3. Ensaios de cisalhamento direto

Os resultados obtidos para os corpos de prova ensaiados por cisalhamento direto estão relacionados na Tabela 27.

Tabela 27 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto.

Corpo de prova	Tipo de superfície de contato	Área de contato (cm ²)	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa)	Média das Tensões de Ruptura (MPa)	Coeficiente de Variação das Tensões de Ruptura
CP1L	Lisa sem conectores	180	12,13	0,67	0,65	46,34 %
CP2L		180	19,11	1,06		
CP3L		180	6,51	0,36		
CP4LM		540	27,56	0,51		
CP1C	Lisa com conectores	180	20,68	1,15	1,11	23,42 %
CP2C		180	26,27	1,46		
CP3C		180	16,77	0,931		
CP4CM		540	48,29	0,895		

Fonte: AUTOR.

Analizando os resultados obtidos, percebe-se que os corpos de prova com conectores metálicos colados na superfície de ligação alcançaram uma maior resistência ao cisalhamento, que, considerando somente as médias foi de 70,8%. Provavelmente em função da área de contato ser pequena, os coeficientes de variação podem ser considerados elevados, 46,34% e 23,42%, quando comparados com os obtidos nos demais ensaios do experimento. Nas rupturas dos corpos de prova com conectores metálicos foi verificado que a resina aplicada ao concreto não foi o fator condicionante no descolamento do conector, visto que os conectores metálicos foram descolados do substrato devido ao arrancamento de camada de concreto do cobrimento do substrato, conforme demonstrado na Figura 77.

Figura 77 - Situação da interface de ligação do conector metálico após ruptura.



Fonte: AUTOR.

5.4. Ensaios das vigas

5.4.1. Ensaio das vigas de referência

Na época dos ensaios das vigas de referência, o concreto apresentou resistência à compressão de 22,78 MPa e módulo de elasticidade de 27,04 GPa. Verifica-se que o módulo de elasticidade atingiu o valor compatível com o estimado pela equação da ABNT NBR 6118:2014.

No caso do ensaio, considerando que as resistências dos materiais não serão as empregadas no projeto e sim os obtidos nos ensaios ($f_{ck} = 22,78$ MPa, $f_{yk} = 601$ MPa e $f_{ykw} = 600$ MPa), foi realizado a estimativa das cargas para a ruptura sem considerar os coeficientes de segurança e o efeito Rush. Para o cisalhamento, a carga estimada para a ruptura é de 118,06 kN e para a flexão a carga estimada aumenta de 49,45 kN (projeto) para 73,83 kN.

Das 5 vigas de referência ensaiadas, 4 tiveram fissura inicial devido à flexão (V2Ref a V5Ref) e V1Ref apresentou fissura inicial de cisalhamento, conforme demonstrado na Figura 78. Todas as vigas sofreram ruptura por flexão, conforme representado na Figura

79. Na Tabela 28 são apresentados os resultados obtidos durante os ensaios das vigas de referência.

Tabela 28 - Resultados das vigas originais (V1Ref à V5Ref).

Viga	1 ^a Fissura (kN)	Tipo de Fissura	Flecha 100% Carga (mm)	Ruptura				
				Flecha (mm)	Carga (kN)	Carga Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coef. de Variação %
V1Ref	65,00	Cisalhamento	6,16	17,95	74,36	72,15	1,712	2,37
V2Ref	68,27	Flexão	6,32	12,32	71,87			
V3Ref	62,30	Flexão	6,02	13,75	73,34			
V4Ref	54,70	Flexão	6,81	12,31	70,08			
V5Ref	65,00	Flexão	5,49	13,27	71,12			

Fonte: AUTOR.

Figura 78 - Vista da viga V1Ref com fissura inicial de cisalhamento.

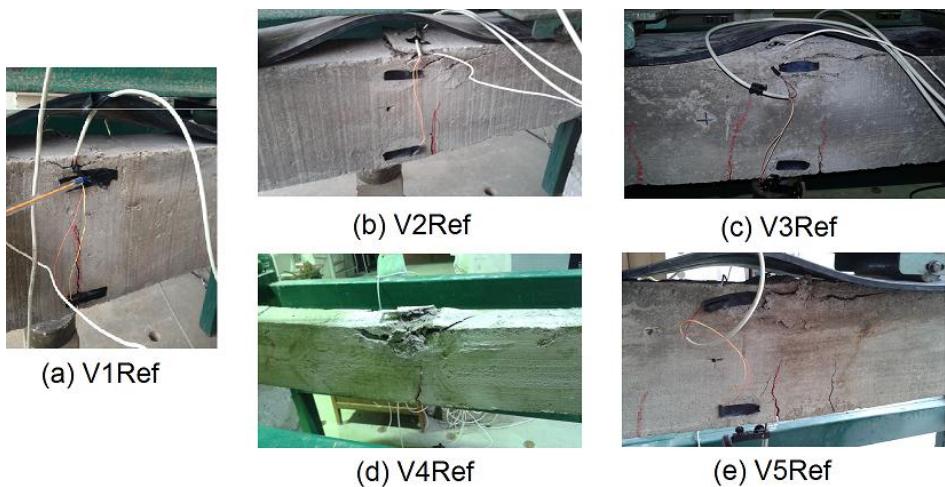


(a) Fissura de cisalhamento na V1Ref

(b) Fissura de cisalhamento distante 20cm do apoio

Fonte: AUTOR.

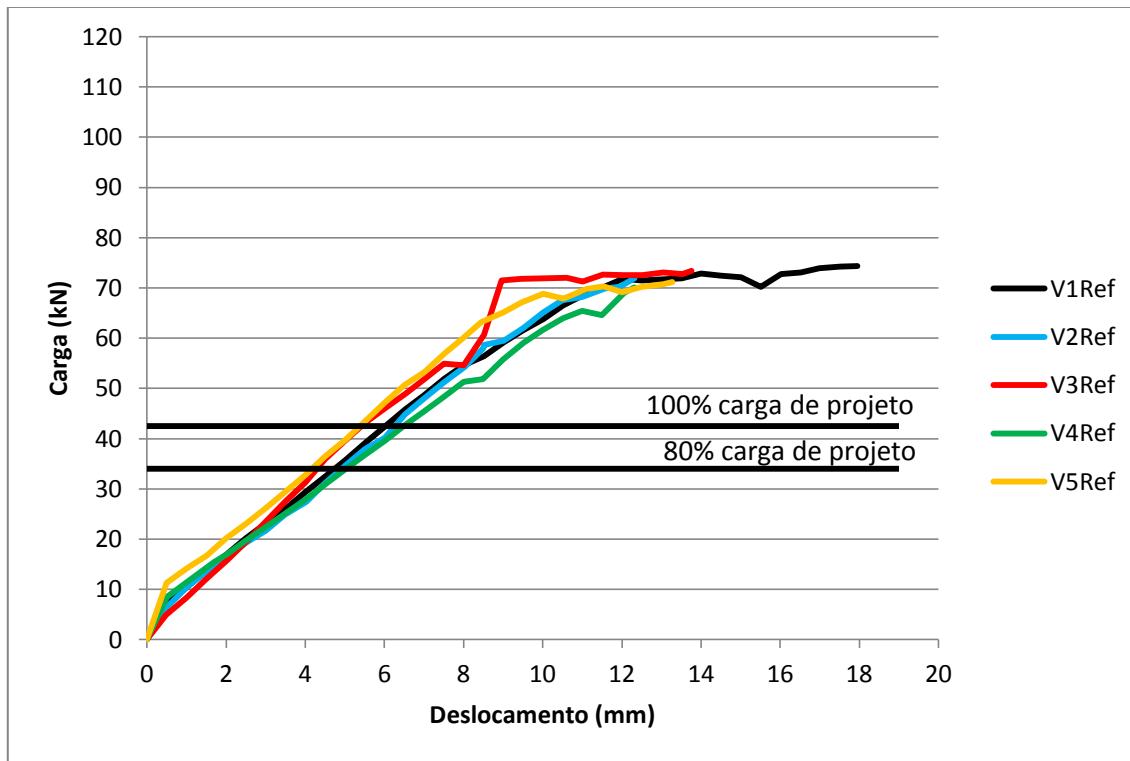
Figura 79 - Vista da parte central das vigas rompidas por flexão.



Fonte: AUTOR.

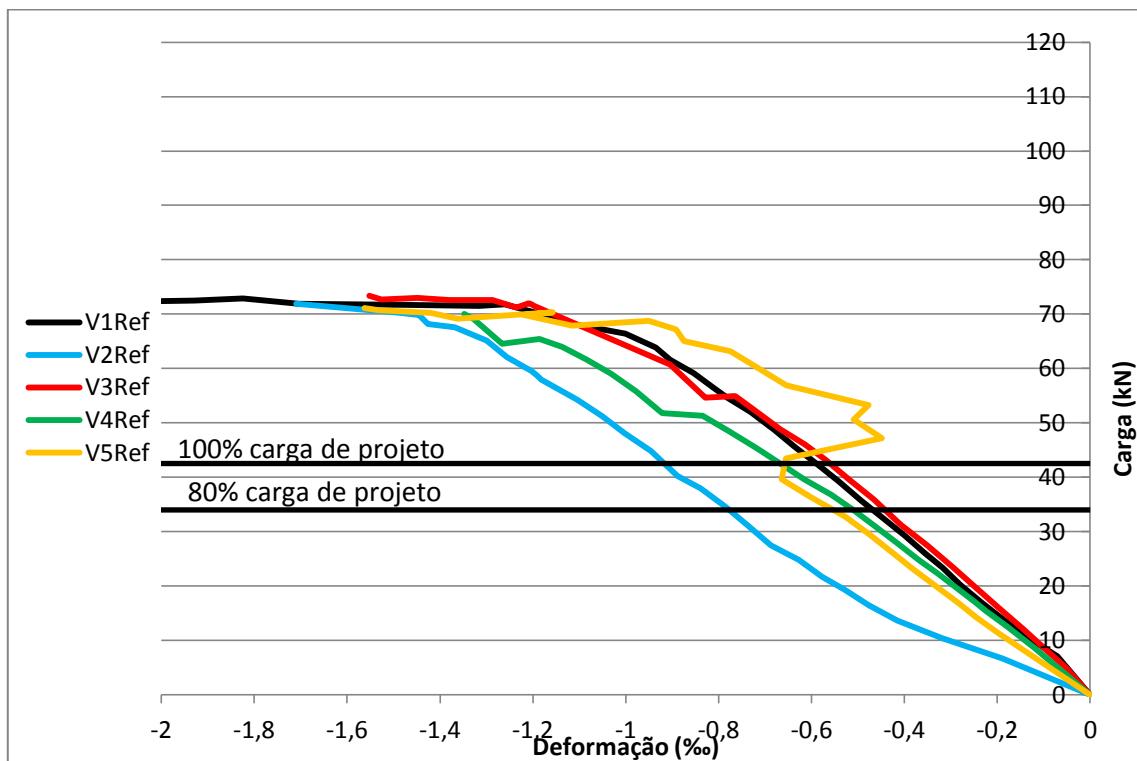
O comportamento das vigas de referência em relação à carga e deslocamento no meio do vão está representado na Figura 80. A relação carga e face superior (face comprimida) estão demonstradas na Figura 81 e a relação carga e deformação da armadura longitudinal de tração estão apresentadas na Figura 82.

Figura 80 - Gráficos carga x deslocamento vertical no centro das vigas de referência.



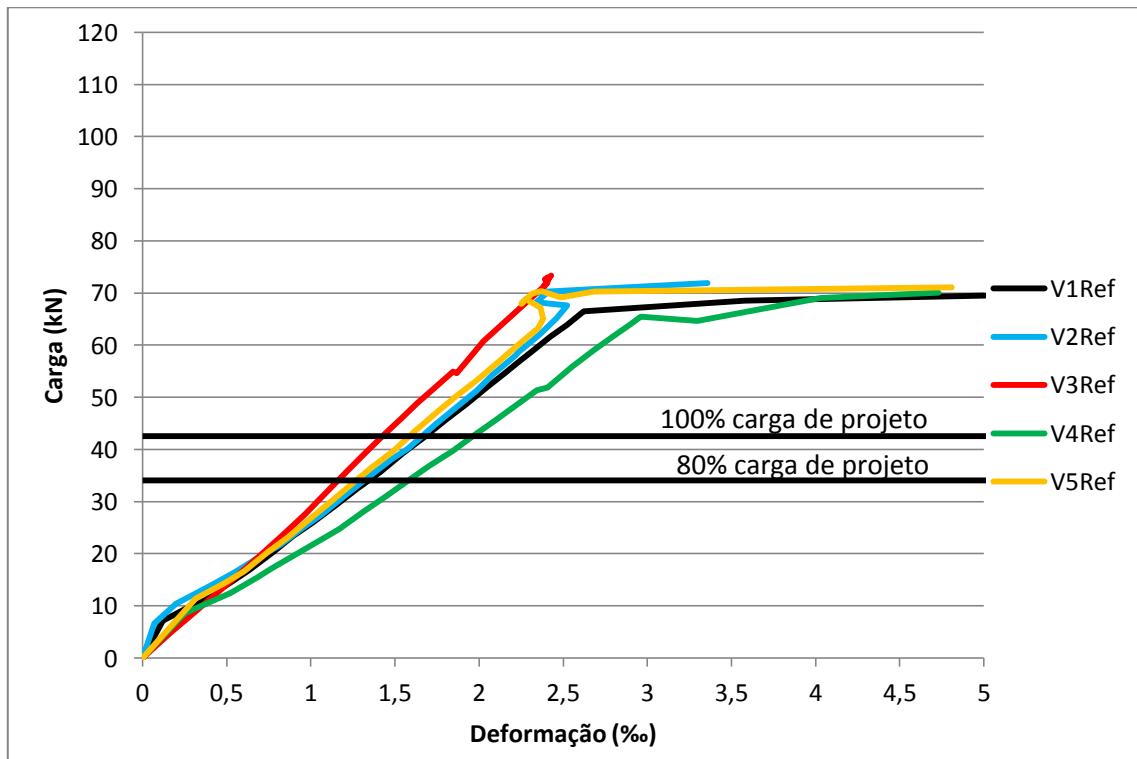
Fonte: AUTOR.

Figura 81 - Gráficos carga x deformação na face superior do concreto (face comprimida).



Fonte: AUTOR.

Figura 82 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior da viga.



Fonte: AUTOR.

Verificando o comportamento estrutural obtido das vigas de referência durante a realização dos ensaios é possível verificar que:

- As primeiras fissuras nas vigas apareceram com um carregamento médio de 65,14 kN, excetuando a V4Ref que obteve a primeira fissura, devido à flexão, com um carregamento de 54,7 kN. Considerando todas as cargas que originaram a primeira fissura o carregamento médio foi de 63,05 kN.
- As cargas de ruptura das vigas ficaram próximas entre si, obtendo-se carga de ruptura média de 72,15 kN e desvio padrão de 1,712 kN. O coeficiente de variação (CoV) de 2,37 % indica uniformidade no comportamento das vigas, portanto pode-se considerar que, para efeito comparativo, os resultados são consistentes.
- Considerando a resistência do concreto de 22,78 MPa, obtida na data do ensaio, e que a tensão de escoamento do aço foi de 601 MPa, a carga de ruptura calculada utilizando os valores característicos, aumenta de 49,45 kN para 73,83 kN, a qual ficou próxima da carga de ruptura média obtida durante os ensaios (72,15 kN). Analisando a relação carga x deslocamento, foi possível verificar que os deslocamentos verticais para todos os ensaios ficaram bem próximos, com média de 6,16 mm, quando analisado carga aplicada de projeto, sendo o desvio padrão dos deslocamentos obtidos para 100% da carga de aplicada igual a 0,478 mm, resultando em CoV de 7,77%. Na ruptura, os deslocamentos verticais tiveram média de 13,92 mm e o CoV foi de 16,79%.
- A deformação média no aço obtida para 100% da carga foi de 1,878% e para 80% da carga foi de 1,538%. A deformação calculada considerando 100% da carga de projeto foi de 3,333% e para 80% da carga de projeto foi de 1,363%. Deve-se salientar que o valor calculado foi obtido mediante as equações do ELU que utilizam coeficientes de segurança. Observa-se que a deformação calculada para 80% da carga, que foi obtida por equilíbrio da seção sem estar no ELU, resultou em valores mais próximos dos reais.
- A deformação média na face comprimida do concreto obtida para 100% da carga foi de 0,7146% e para 80% da carga foi de 0,6359%. A deformação calculada para 100% da carga de projeto foi de 3,5% e para 80% da carga de projeto foi calculado um valor de deformação de 1,398%. Deve-se salientar que o valor calculado foi obtido mediante as equações do ELU que utilizam coeficientes de segurança.

- Considerando todas as vigas de referência, a deformação média na face comprimida do concreto obtida no momento da ruptura foi de 1,764%. A V1Ref sofreu uma deformação bem maior, se comparada às demais, apresentando deformação de 2,649%, sendo ela a única viga de referência que apresentou a primeira fissura devido cisalhamento.
- No momento da ruptura das vigas as armaduras de aço apresentaram para V2Ref, V3Ref, V4Ref e V5Ref, respectivamente, as seguintes deformações: 3,356%, 2,427%, 4,729% e 4,810%. Para estas vigas foi obtido uma deformação média de 3,83% e um coeficiente de variação de 0,299. Salienta-se que para 100% da carga prevista de projeto era esperada uma deformação de 3,333% para as vigas.
- Para a V1Ref não foi possível fazer a leitura da deformação no momento da ruptura.

5.4.2. Ensaio das vigas reforçadas com superfície da interface lisa sem conector

Durante a realização dos ensaios das vigas com superfície da interface de ligação sem conector, o concreto do substrato e o graute apresentavam as características descritas na Tabela 29.

Tabela 29- Características do concreto e graute no ensaio das vigas de interface sem conector.

Viga	Resistência do Substrato (MPa)	Módulo do Substrato (GPa)	Resistência do Graute (MPa)	Módulo do Graute (GPa)
VL1	23,61	24,15	33,26	29,24
VL2	23,61	24,15	34,09	29,45
VL3	23,16	24,73	32,18	29,20
VL4	23,16	24,73	23,90	23,60
VL5	21,05	24,13	26,30	26,50

Fonte: AUTOR.

Devido os intervalos entre os ensaios das vigas ter sido aproximadamente 30 horas, foram utilizados 4 corpos de prova cilíndricos para determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto substrato para cada 2 vigas. Já para o graute, a determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade foi realizada para cada viga ensaiada. Todos estes ensaios seguiram os procedimentos das normas da ABNT.

Das 5 vigas com interface lisa sem conectores ensaiadas, apenas a VL1 apresentou fissura à flexão durante o pré-carregamento, sendo o aparecimento da fissura quando aplicada carga de 44,98 kN. Na Tabela 30 estão descritos os resultados das flechas, das cargas de ruptura e os tipos de ruptura obtidos para as vigas VL.

Tabela 30 - Cargas, flechas e tipos de ruptura para as vigas de interface lisa sem conector.

Viga	Carga 1 ^a fissura após reforço (kN) / Tipo de fissura	Flecha (mm)			Carga de ruptura (kN)	Carga de ruptura média (kN)	Tipo de ruptura
		80% Carga	100% Carga	Ruptura			
VL1	85,61 / Cisalhamento	7,00	7,10	10,87	90,87	104,08	Cisalhamento Substrato / Descolamento do graute
VL2	70,64 / Cisalhamento	6,32	6,84	13,37	102,03		Cisalhamento Substrato / Ruptura e descolamento do graute
VL3	53,8 / Cisalhamento	6,64	7,23	12,96	113,01		Cisalhamento Substrato / Ruptura e descolamento do graute
VL4	76,99 / Cisalhamento	6,80	6,98	15,03	103,42		Cisalhamento Substrato / Ruptura do graute
VL5	56,00 / Cisalhamento	6,38	7,21	12,27	111,09		Cisalhamento Substrato / Ruptura e descolamento do graute

Fonte: AUTOR.

Analisando os resultados obtidos durante os ensaios, é possível verificar que:

- As primeiras fissuras, após o serviço de reforço das vigas, surgiram com uma aplicação de carga média de 68,60 kN, obtendo um desvio padrão de 13,61 kN.
- Nenhuma das vigas reforçadas apresentou fissura devido à flexão no graute.
- A carga média de ruptura das vigas reforçadas com interface sem conector foi de 104,08 kN, apresentando um desvio padrão de 8,77 kN e coeficiente de variação de 8,426%.
- Analisando o deslocamento das vigas na ruptura, foi possível verificar que os valores ficaram bem próximos, sendo 12,9 mm a média obtida para o deslocamento, no qual obteve desvio padrão de 1,52 mm.
- Todas as vigas tiveram pré-fissuração devido ao cisalhamento e sofreram ruptura por cisalhamento do substrato, variando-se pela ruptura e pelo descolamento do graute.

Considerando as resistências do concreto obtidas na data do ensaio (Tabela 29), foram calculados os momentos resistentes para a seção reforçada, no qual considerou que as

resistências dos materiais são os valores característicos, os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 - Resultados e cálculos dos momentos e cargas atuantes na seção reforçada.

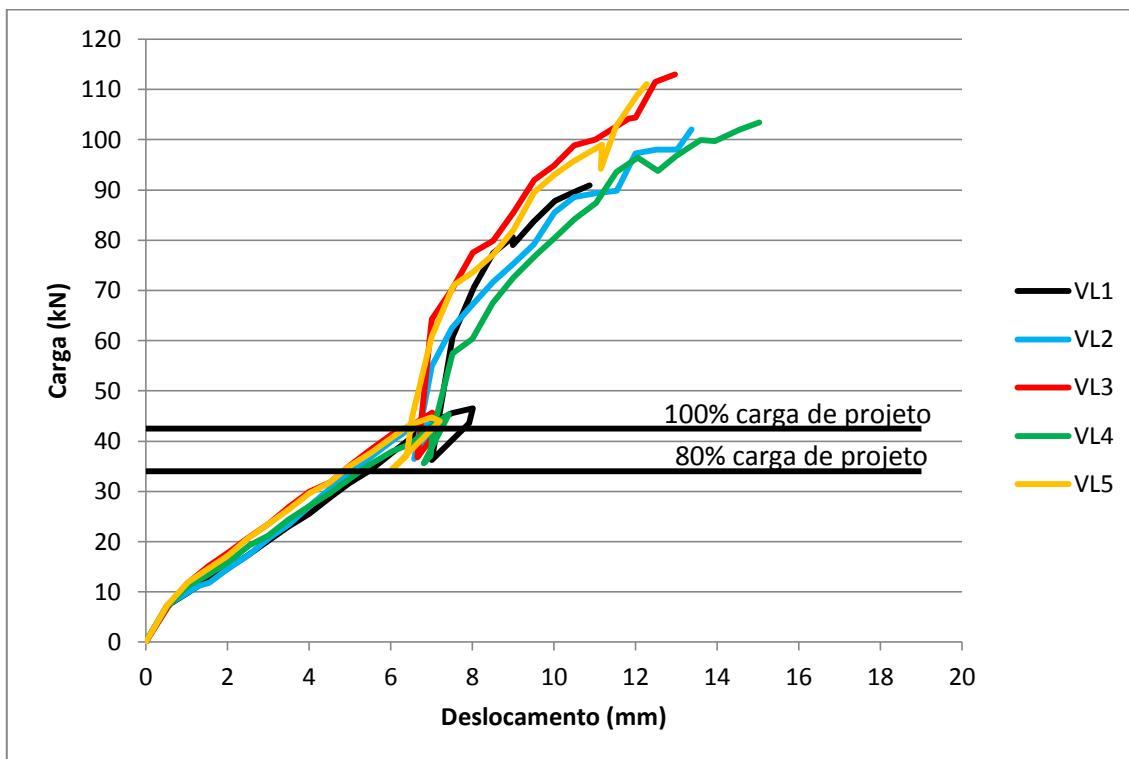
Viga	Flexão na seção reforçada (sem coeficiente de segurança)		Carga de ruptura estimada para a seção em função do cisalhamento (kN)	Carga de ruptura obtida no ensaio da seção reforçada (kN)
	Momento estimado (kN × m)	Carga de ruptura calculada com o momento (kN)		
VL1	51,66	170,21	117,95	90,87
VL2	51,77	170,58	117,95	102,03
VL3	51,44	169,46	117,38	113,01
VL4	50,07	164,9	117,38	103,42
VL5	49,50	162,99	114,67	111,09

Obs.: valores obtidos com $f_y=601$ MPa e $f_{yw}=600$ MPa

Fonte: AUTOR.

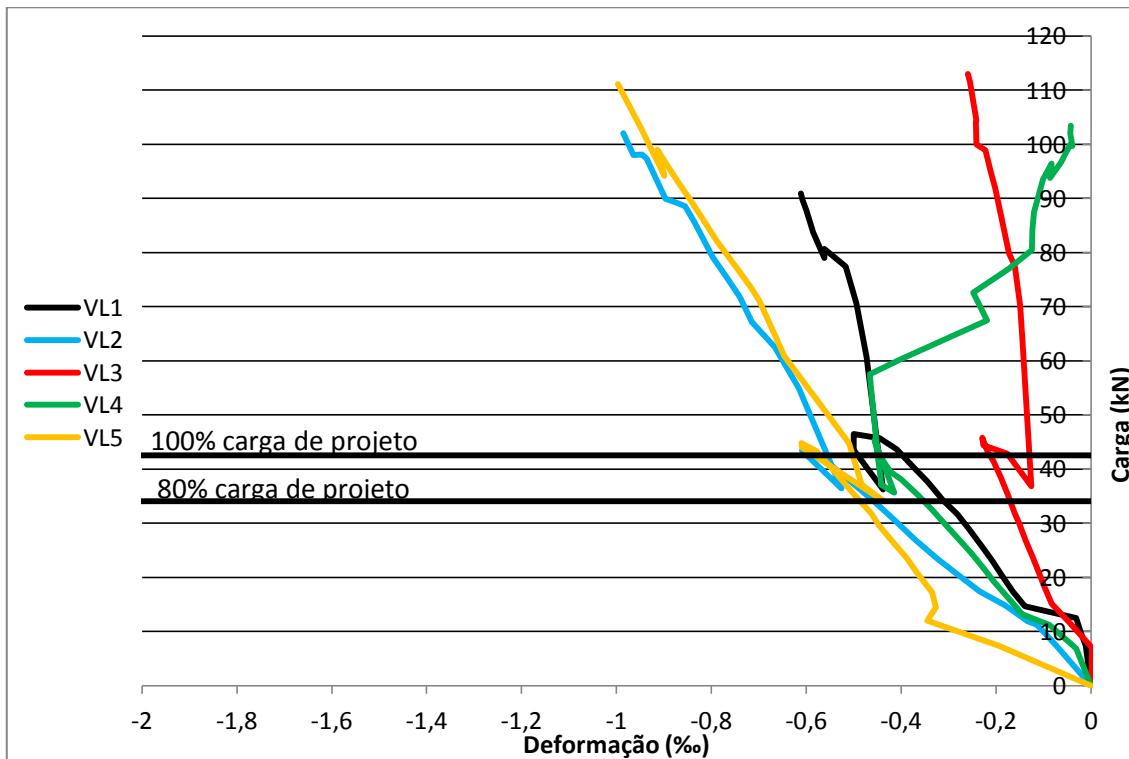
O comportamento das vigas reforçadas com interface sem conector em relação à carga e deslocamento no meio do vão está representado na Figura 83. A relação carga e face superior (face comprimida) para o concreto substrato estão demonstradas na Figura 84 e as relações entre carga e deformação da armadura longitudinal de tração do substrato estão apresentadas na Figura 85. Já para o reforço, a relação carga e face superior (face comprimida) para o graute estão demonstradas na Figura 86 e as relações entre carga e deformação da armadura longitudinal de tração do reforço estão apresentadas na Figura 87.

Figura 83 - Gráficos carga x deslocamento vertical no centro das vigas reforçadas.



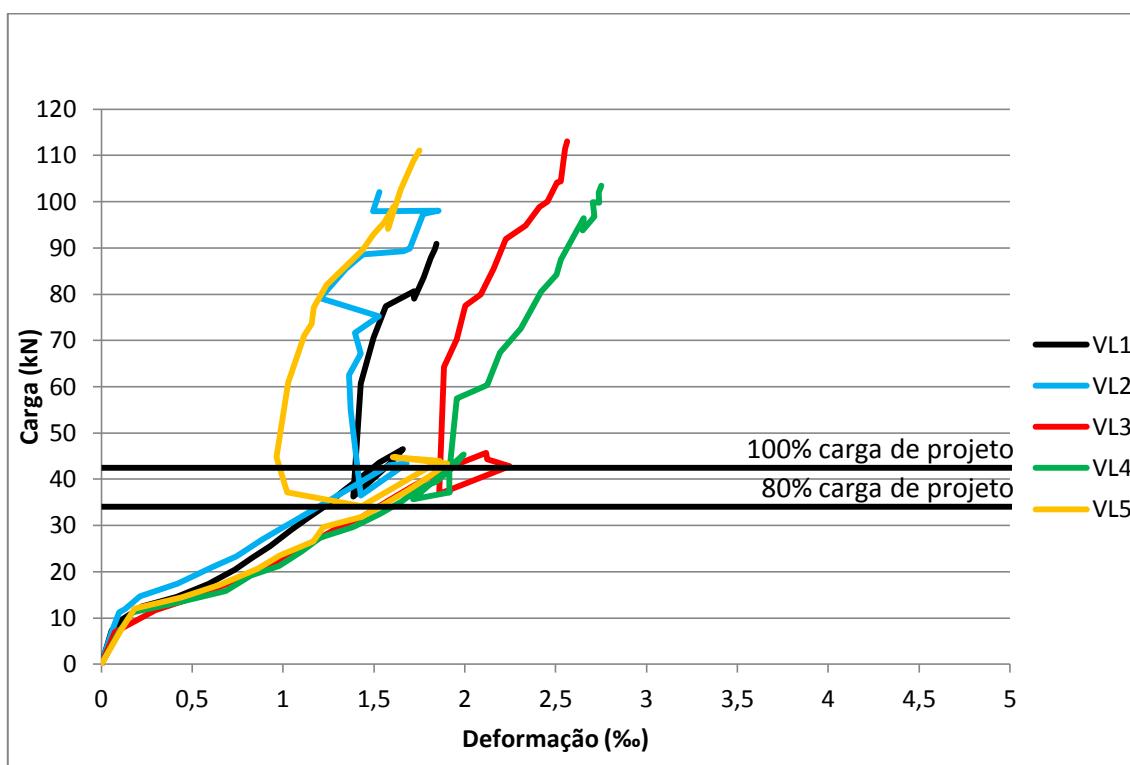
Fonte: AUTOR.

Figura 84 - Gráficos carga x deformação na face superior do concreto (face comprimida).



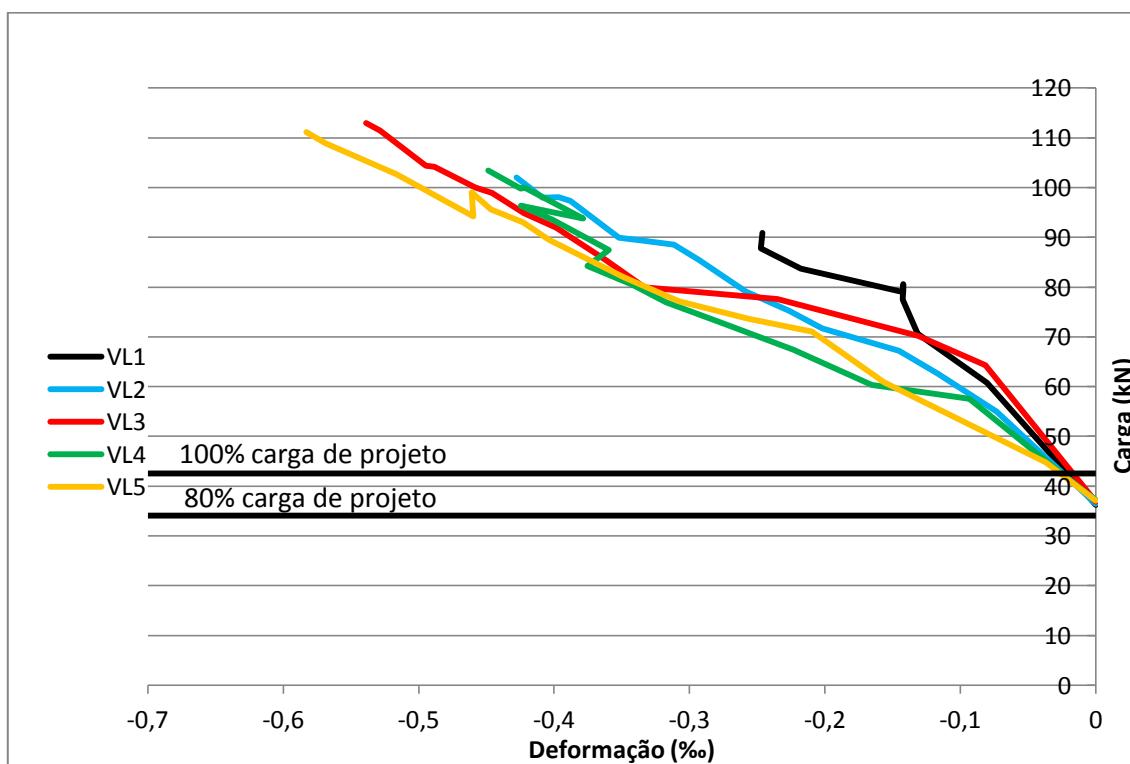
Fonte: AUTOR.

Figura 85 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do substrato.



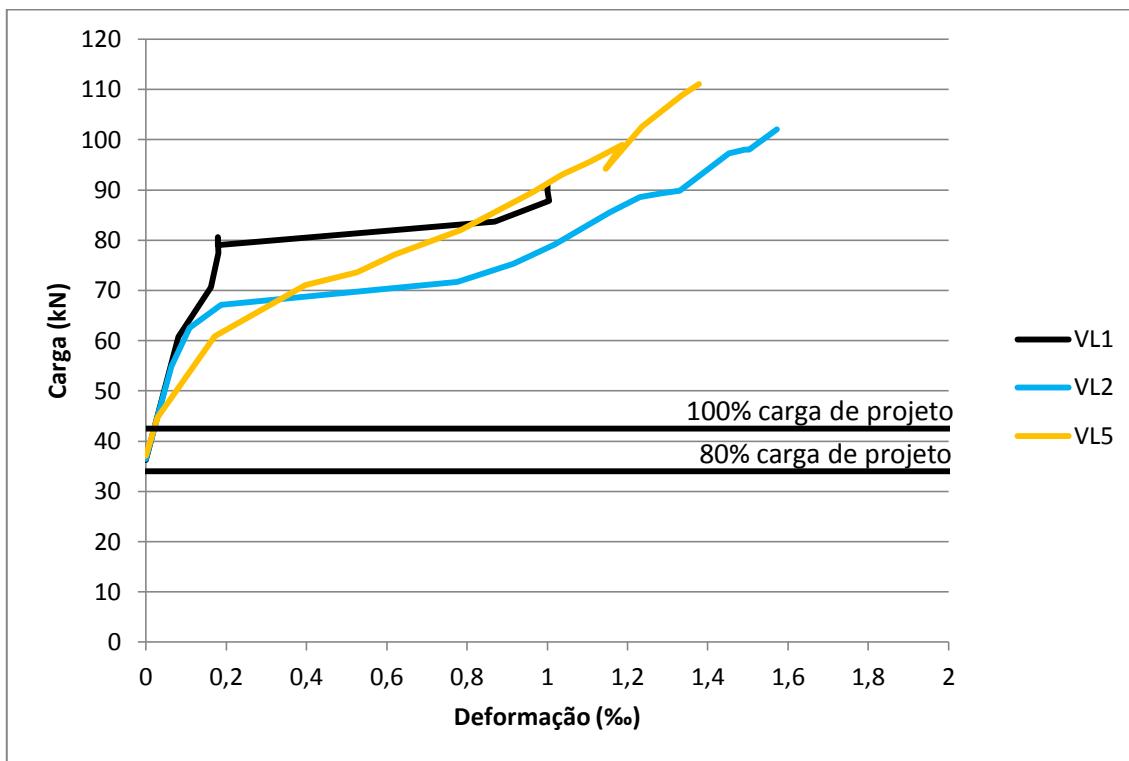
Fonte: AUTOR.

Figura 86 - Gráficos carga x deformação na face superior do graute (região comprimida).



Fonte: AUTOR.

Figura 87 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do reforço.



Fonte: AUTOR.

- A viga VL3 apresentou falha na leitura da deformação nas armaduras longitudinais de tração do reforço.
- A deformação média na armadura longitudinal de tração do substrato no momento da ruptura foi de 2,089%, apresentando um desvio padrão de 0,535%.
- A deformação média na face comprimida do graute obtida no momento da ruptura foi de 0,449%, apresentando um desvio padrão de 0,130% e para a armadura longitudinal de tração do reforço a deformação média obtida no momento da ruptura foi de 1,317%. Salienta-se que para o cálculo da deformação média para a armadura de tração do reforço foram consideradas as deformações da VL1, VL2 e VL5, tendo em vista que para as demais vigas a aquisição de dados não registrou os valores para essas deformações. A VL1 apresentou um valor de deformação menor tanto para o graute quanto para a armadura de tração do reforço, se comparada às demais, apresentando deformação de 0,246% para o graute e 1,000% para a armadura, portanto o reforço para esta viga foi o que menos suportou o acréscimo de carga, tendo a ruptura ocorrida com a menor carga aplicada em relação às demais vigas reforçadas com superfície da interface sem conector.

- Pode-se notar pelos gráficos da Figura 85, que, após o reforço, houve um aumento na rigidez das vigas, representado pela mudança na inclinação, quando comparados com os gráficos da Figura 82.

Os valores das deformações para as vigas reforçadas com interface sem conector são relacionados na Tabela 32.

Tabela 32 - Deformações dos elementos constituintes das vigas no momento da ruptura.

Viga	Face superior concreto substrato (%)	Armadura longitudinal de tração do substrato (%)	Face superior do graute (%)	Armadura longitudinal de tração do reforço (%)
VL1	0,611	1,844	0,246	1,000
VL2	0,986	1,531	0,428	1,572
VL3	0,259	2,565	0,539	X
VL4	0,042	2,751	0,449	X
VL5	0,997	1,752	0,583	1,378

Fonte: AUTOR.

Na Figura 88 à Figura 92 é possível observar o detalhamento dos ensaios das vigas de interface sem conector.

Figura 88 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL1.



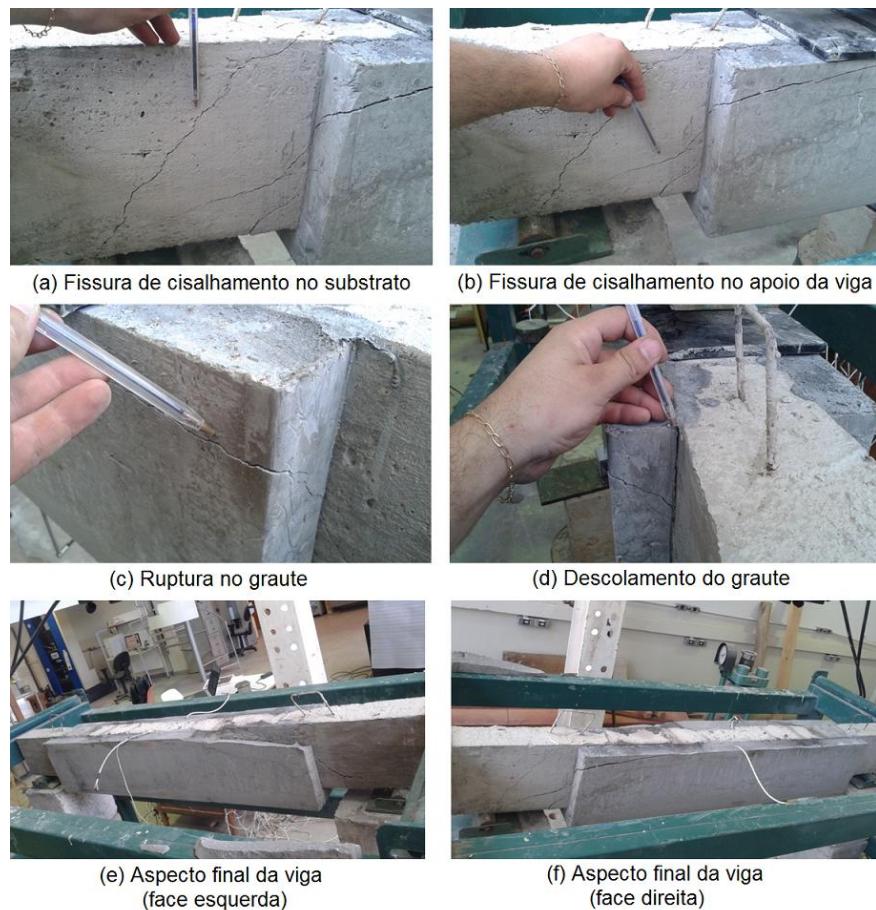
Fonte: AUTOR.

Figura 89 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL2.



Fonte: AUTOR.

Figura 90 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL3.



Fonte: AUTOR.

Figura 91 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL4.



Fonte: AUTOR.

Figura 92 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VL5.



Fonte: AUTOR.

5.4.3. Ensaio das vigas reforçadas de superfície da interface com conectores metálicos colados

Na realização dos ensaios das vigas com superfície da interface de ligação com conectores metálicos colados, o concreto do substrato e o graute apresentavam as características descritas na Tabela 33.

Tabela 33 - Características do concreto substrato e graute para as vigas de interface com conectores metálicos colados.

Viga	Resistência do Substrato (MPa)	Módulo do Substrato (GPa)	Resistência do Graute (MPa)	Módulo do Graute (GPa)
VC1	21,05	24,13	27,90	23,80
VC2	24,07	22,76	23,27	26,37
VC3	24,07	22,76	21,	25,21
VC4	23,00	22,94	16,94	24,85
VC5	23,00	22,94	23,72	26,99

Fonte: AUTOR.

Semelhante às vigas de interface sem conectores colados, os intervalos entre os ensaios das vigas também foi de aproximadamente 30 horas, sendo utilizados 4 corpos de prova cilíndricos para determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto substrato para cada 2 vigas, excetuando-se a VC1 que foi ensaiada em data próxima a VL5, no qual para ambas foram adotadas as mesmas características do corpo de prova. E para o graute, a determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade foram realizadas para cada viga ensaiada. Estes ensaios também seguiram os procedimentos das normas ABNT NBR 5738, NBR 5739 e NBR 8522.

Das 5 vigas de interface com conectores metálicos ensaiadas, duas vigas apresentaram fissuras à flexão durante o pré-carregamento, VC3 e VC5, sendo o aparecimento quando aplicada as cargas de 43,31 kN e 43,29 kN, respectivamente. Na Tabela 34 estão descritos os resultados das flechas, das cargas de ruptura e os tipos de ruptura obtidos para as vigas de interface com conectores metálicos colados.

Tabela 34 - Cargas, flechas e tipos de ruptura para as vigas de interface com conectores metálicos colados.

Viga	Carga 1 ^a fissura após reforço (kN) / Tipo de fissura	Flecha (mm)			Carga de ruptura (kN)	Carga de ruptura média (kN)	Tipo de ruptura
		80% Carga	100% Carga	Ruptura			
VC1	71,73 / Cisalhamento	5,84	6,52	12,28	106,44	106,10	Cisalhamento Substrato / Ruptura e descolamento do graute
VC2	75,36 / Cisalhamento	5,41	6,22	11,57	106,75		Cisalhamento Substrato / Descolamento do graute
VC3	72,54 / Cisalhamento	8,05	8,08	13,86	97,05		Cisalhamento Substrato / Ruptura e descolamento do graute
VC4	79,46 / Cisalhamento	7,05	7,36	14,42	114,09		Cisalhamento Substrato / Ruptura do graute
VC5	82,79 / Cisalhamento	6,33	6,42	11,97	106,16		Cisalhamento Substrato / Descolamento do graute

Fonte: AUTOR.

Conforme observado na Tabela 34, é possível verificar que:

- As primeiras fissuras, após o serviço de reforço das vigas, surgiram com uma aplicação de carga média de 76,37 kN, obtendo um desvio padrão de 4,69 kN, tendo apresentado para a maioria das vigas ensaiadas valores superiores aos das vigas que não tiveram os conectores metálicos colados. A partir deste resultado é possível verificar que o conector metálico colado contribui, ainda que com pequena parcela, para a resistência de cisalhamento.
- Nenhuma das vigas ensaiadas apresentou fissuras de flexão no reforço.
- A carga média de ruptura das vigas reforçadas de interface com conectores metálicos colados foi de 106,10 kN, apresentando um desvio padrão de 6,04 kN e coeficiente de variação de 5,693%.
- Analisando o deslocamento das vigas na ruptura, verifica-se que os valores ficaram bem próximos, sendo 12,82 mm a média obtida para o deslocamento, no qual obteve desvio padrão de 1,24 mm. É possível verificar que o deslocamento médio das vigas reforçadas (sem e com conectores) ficaram bem próximos.
- Todas as vigas, após o reforço da seção, tiveram pré-fissuração devido ao cisalhamento e sofreram ruptura por cisalhamento do substrato, variando-se pela ruptura e pelo descolamento do graute.

Considerando as resistências do concreto obtidas na data do ensaio, foram calculados os momentos resistentes para a seção reforçada aplicando-se os coeficientes de segurança e também considerando que os materiais atendam a resistência especificada e utilizando os valores característicos, os resultados obtidos estão demonstrados na Tabela 35.

Tabela 35 - Resultados e cálculos dos momentos e cargas atuantes na seção reforçada.

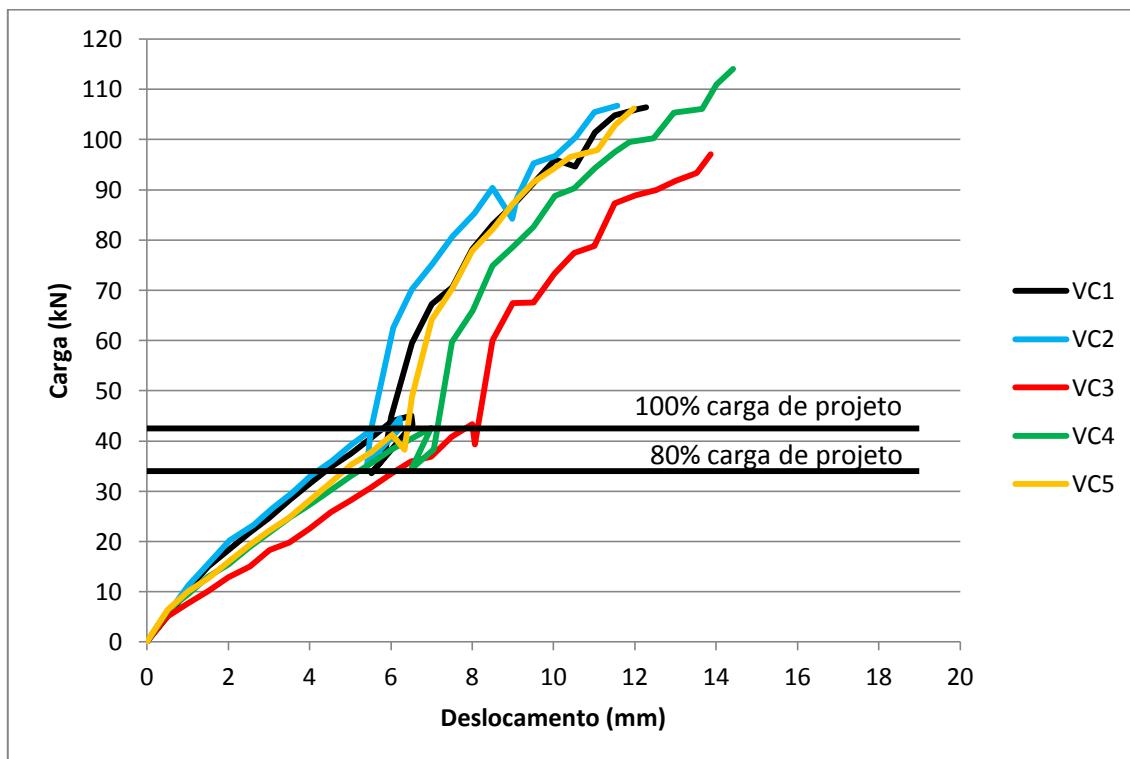
Viga	Flexão na seção reforçada (sem coeficiente de segurança)		Carga de ruptura estimada para a seção em função do cisalhamento (kN)	Carga de ruptura obtida no ensaio da seção reforçada (kN)
	Momento estimado (kN × m)	Carga de ruptura calculada com o momento (kN)		
VC1	50,35	165,81	117,02	106,44
VC2	51,16	165,20	118,83	106,75
VC3	49,71	163,71	118,83	97,05
VC4	48,48	159,60	117,18	114,09
VC5	50,00	164,66	117,18	106,16

Obs.: valores obtidos com $f_y=601$ MPa e $f_{yw}=600$ MPa

Fonte: AUTOR.

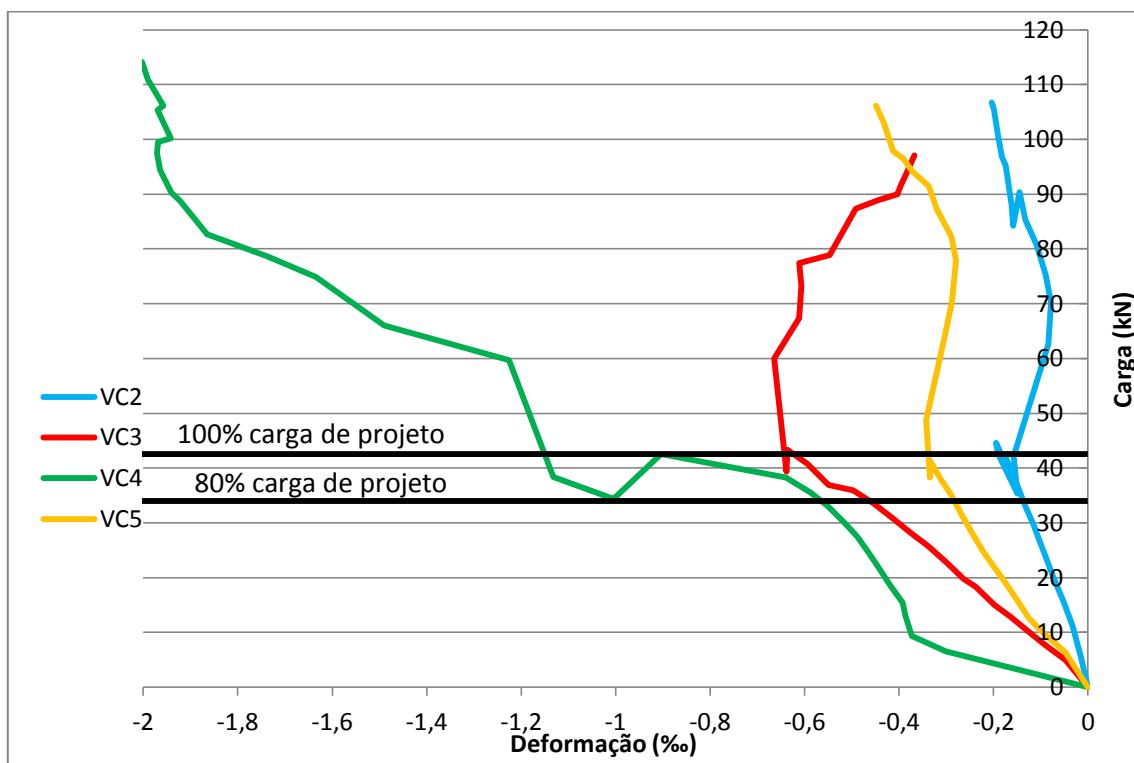
O comportamento das vigas reforçadas de interface com conectores metálicos colados, em relação à carga e deslocamento no meio do vão, está representado na Figura 93. A relação carga e face superior (face comprimida) do concreto substrato estão demonstradas na Figura 94 e as relações entre carga e deformação da armadura longitudinal de tração do substrato estão apresentadas na Figura 95. Já para o reforço, as relações carga e face superior (face comprimida) do graute são informadas na Figura 96 e as relações carga e deformação da armadura longitudinal de tração do reforço na Figura 97.

Figura 93 - Gráficos carga x deslocamento vertical no centro da viga reforçada e com conectores.



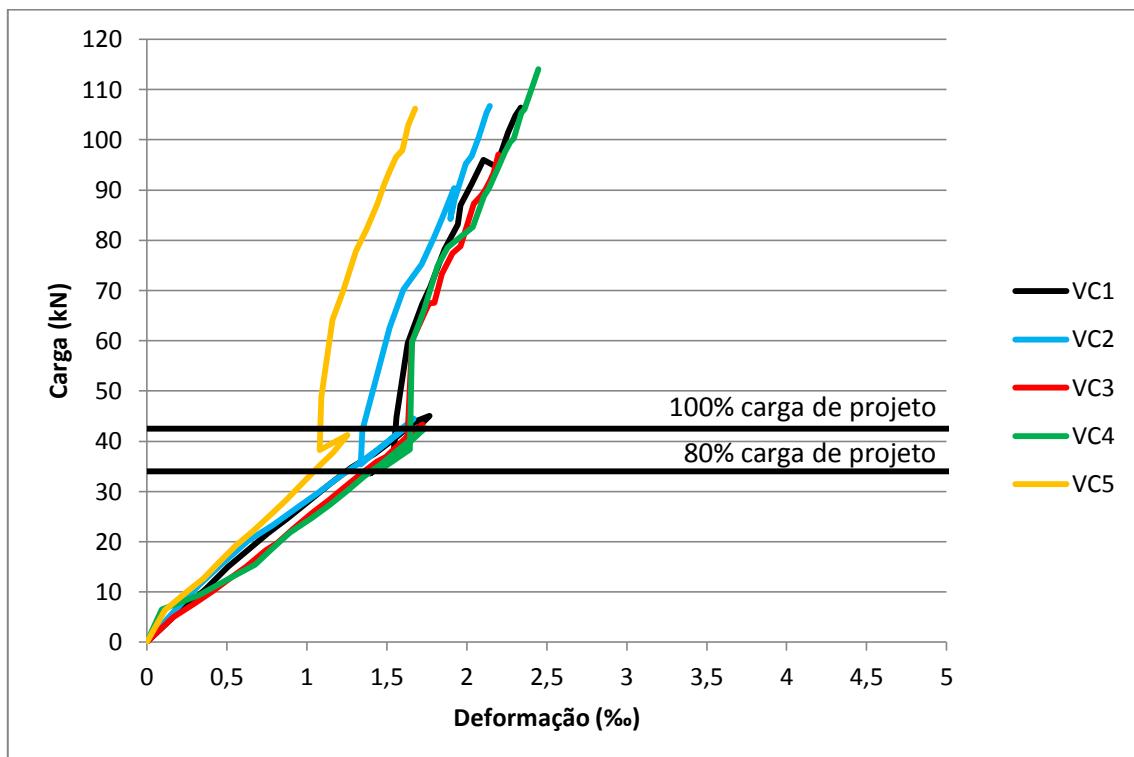
Fonte: AUTOR.

Figura 94 - Gráficos carga x deformação na face superior do substrato (face comprimida).



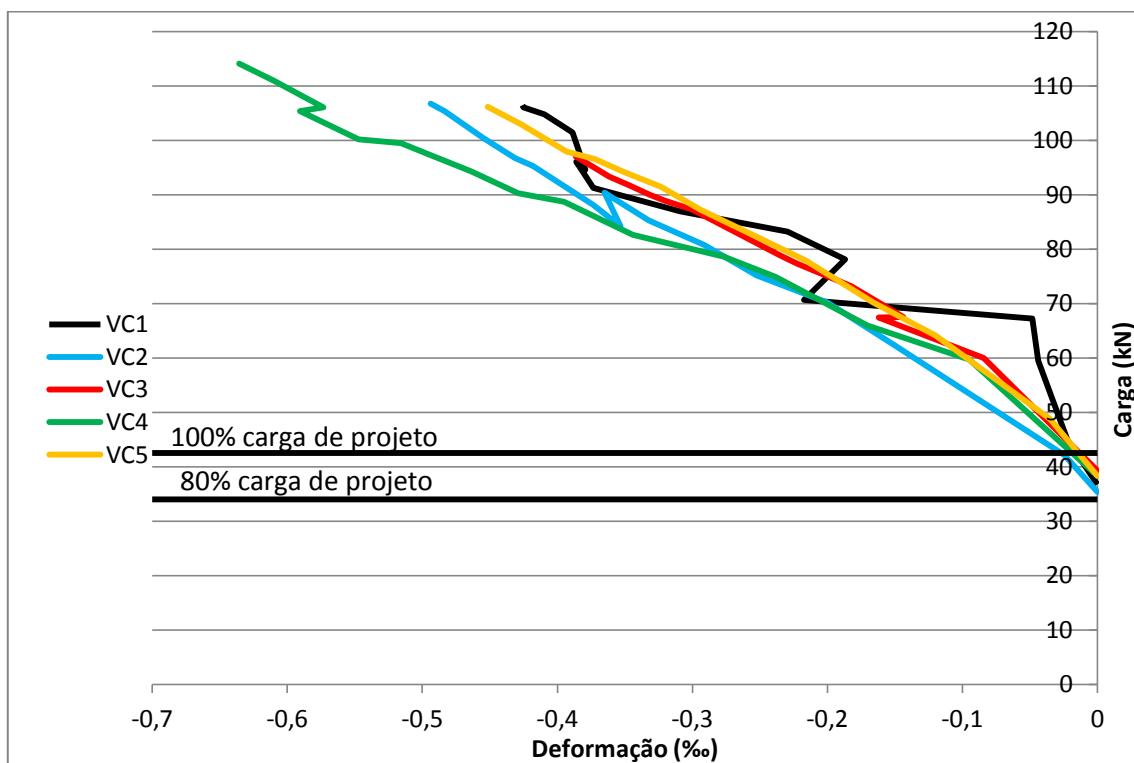
Fonte: AUTOR.

Figura 95 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do substrato.



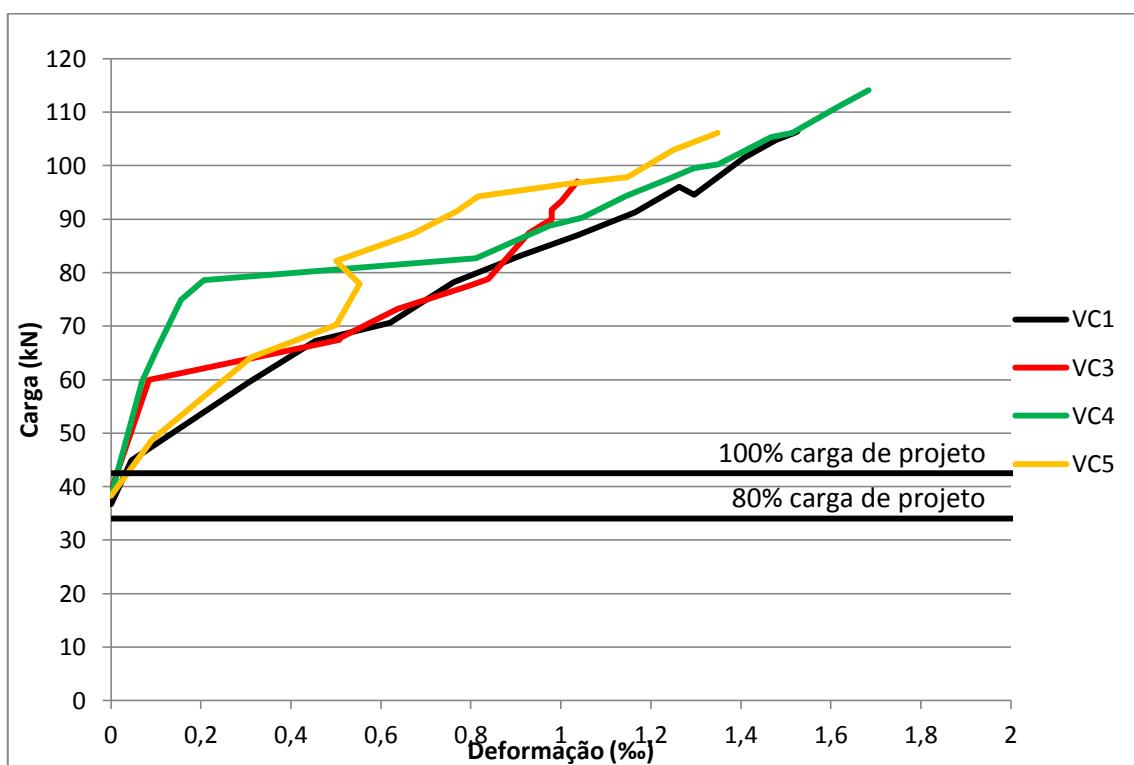
Fonte: AUTOR.

Figura 96 - Gráfico carga x deformação na face superior do graute (região comprimida).



Fonte: AUTOR.

Figura 97 - Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal inferior do reforço.



Fonte: AUTOR.

- A viga VC1 apresentou leitura da deformação na face superior do concreto substrato incoerente às demais, ressalta-se que esta leitura pode ter sido obtida devido falha nos dispositivos constituintes do sistema de medição.
- A viga VC3 apresentou deformação na face superior do concreto substrato de 2,003‰, sendo um valor consideravelmente maior se comparado às vigas VC2, VC3 e VC5, porém tal deformação era possível considerando os domínios 2 e 3.
- A deformação média na armadura longitudinal de tração do substrato no momento da ruptura foi de 2,161‰, apresentando um desvio padrão de 0,295‰.
- A deformação média na face comprimida do graute obtida no momento da ruptura foi de 0,479‰, apresentando um desvio padrão de 0,096‰ e para a armadura longitudinal de tração do reforço a deformação média obtida no momento da ruptura foi de 1,399‰, o qual apresentou desvio padrão de 0,277‰. Salienta-se que para o cálculo da deformação média para a armadura de tração do reforço não foi considerada a deformação da VC2 devido não ter sido registrado os dados referentes a esta informação.
- Pode-se notar pelos gráficos da Figura 95, que, após o reforço, houve um aumento na rigidez das vigas, representado pela mudança na inclinação, quando comparados com os gráficos da Figura 82.

Os valores das deformações para as vigas reforçadas de interface com conectores metálicos colados são demonstradas na Tabela 36.

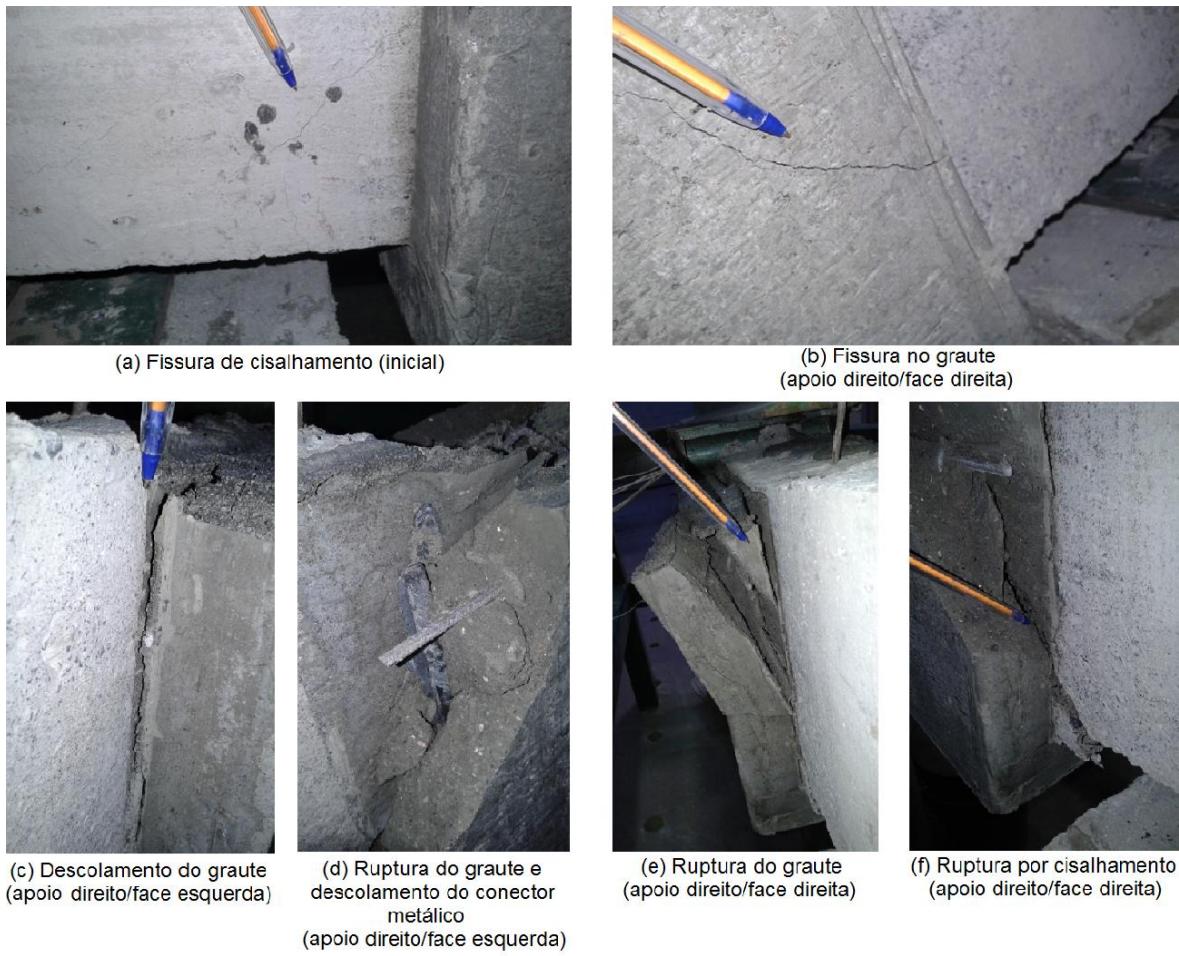
Tabela 36 - Deformações dos elementos constituintes das vigas no momento da ruptura.

Viga	Face superior concreto substrato (‰)	Armadura longitudinal de tração do substrato (‰)	Face superior do graute (‰)	Armadura longitudinal de tração do reforço (‰)
VC1	6,145	2,338	0,426	1,526
VC2	0,204	2,144	0,494	X
VC3	0,368	2,198	0,386	1,036
VC4	2,003	2,448	0,635	1,683
VC5	0,449	1,678	0,452	1,349

Fonte: AUTOR.

Na Figura 98 à Figura 102 é possível verificar o detalhamento dos ensaios das vigas de interface com conectores metálicos colados.

Figura 98 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC1.



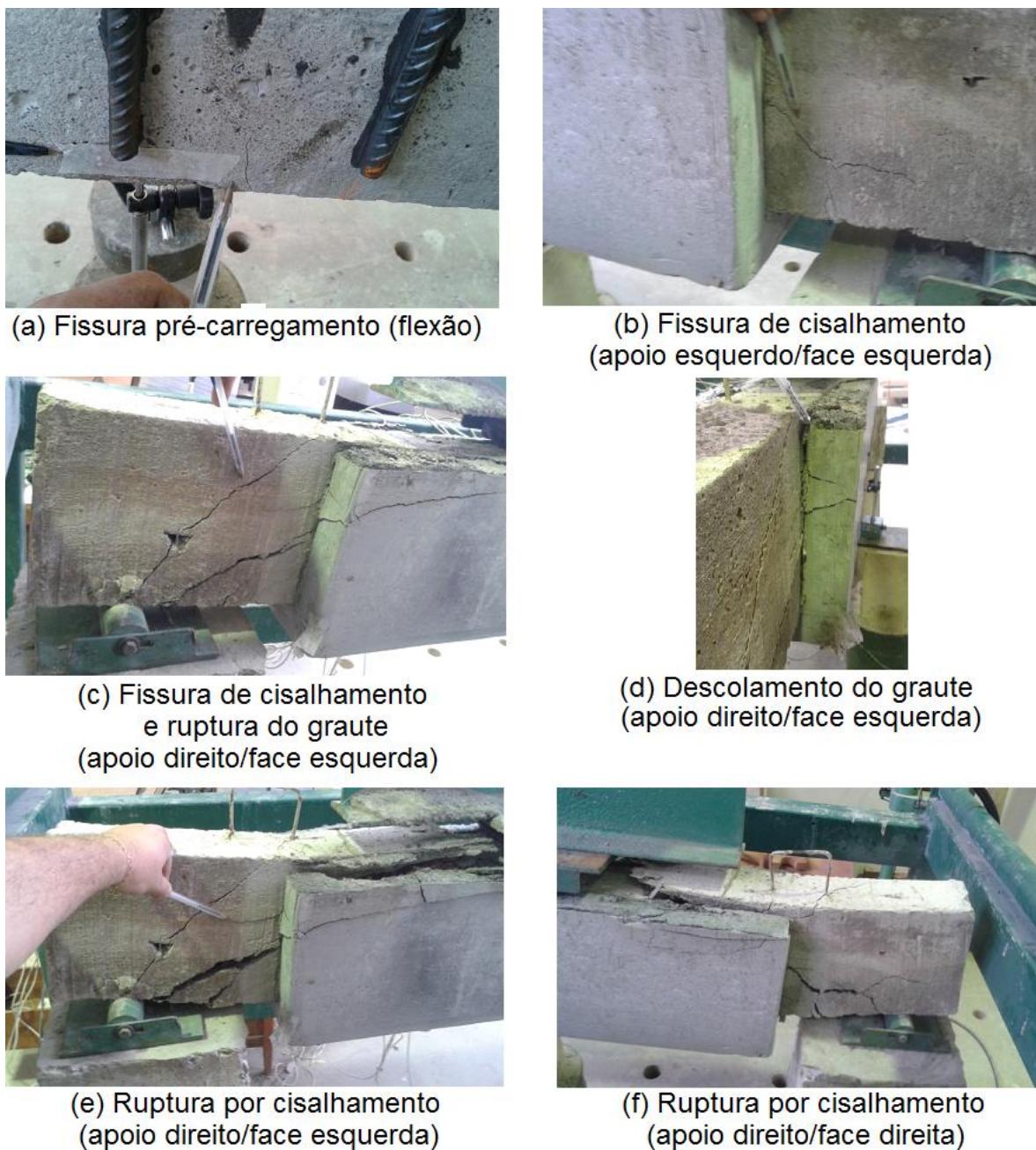
Fonte: AUTOR.

Figura 99 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC2.



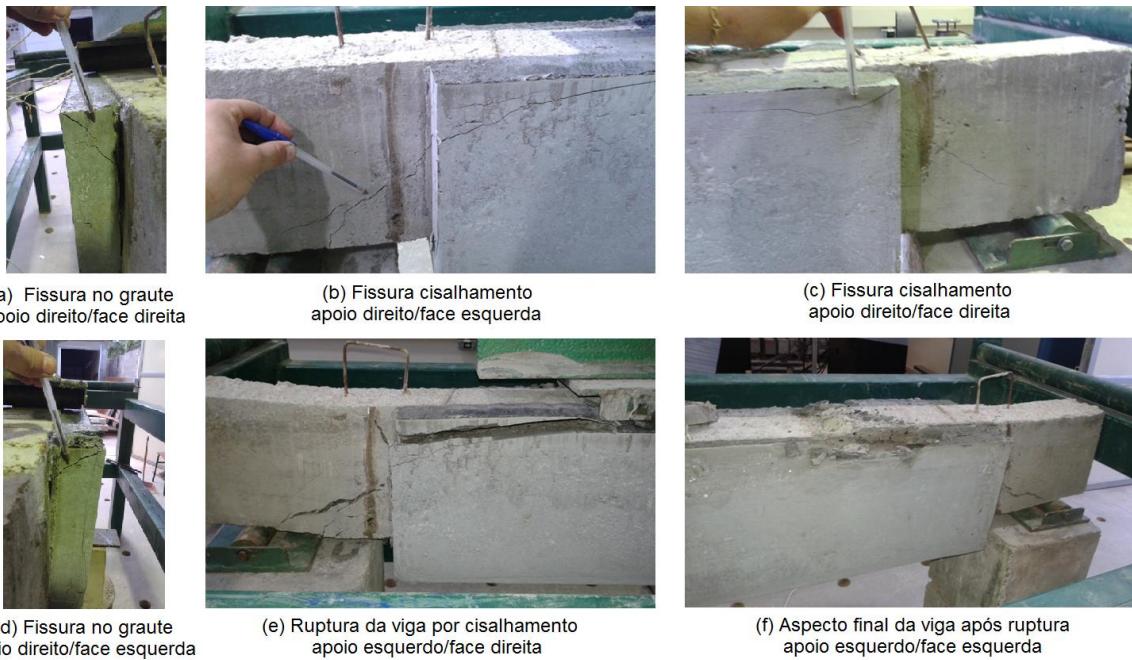
Fonte: AUTOR.

Figura 100 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC3.



Fonte: AUTOR.

Figura 101 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC4.



Fonte: AUTOR.

Figura 102 - Imagens do ensaio e pós ensaio da VC5.



Fonte: AUTOR.

5.4.4. Análise geral dos resultados das vigas

Uma análise geral foi feita para as vigas quando as mesmas eram submetidas a uma carga de 60 kN. Os dados dos ensaios neste momento são informados na Tabela 37. Uma análise das médias obtidas e dos coeficientes de variação é apresentada na Tabela 38.

Tabela 37 - Dados do ensaio para carga de 60 kN

Viga	Deslocamento (mm)	Deformação face superior concreto substrato (mm/m)	Deformação armadura longitudinal inferior do substrato (mm/m)	Deformação face superior do reforço - Graute (mm/m)	Deformação armadura longitudinal inferior do reforço (mm/m)
V1REF	9,15	-878,42	2375,84	-	-
V2REF	9,27	-1232,11	2298,87	-	-
V3REF	8,51	-902,69	2026,06	-	-
V4REF	9,51	-1032,27	2684,62	-	-
V5REF	7,99	-716,315	2236,05	-	-
VL1	7,50	-473,08	1426,51	-80,09	80,69
VL2	7,34	-649,36	1308,05	-102,02	92,74
VL3	6,94	-141,29	1881,88	-68,80	X
VL4	7,99	-398,84	2122,67	-165,43	270,89
VL5	6,99	-645,52	1029,90	-156,35	171,09
VC1	6,55	XX	1636,89	-44,23	317,04
VC2	5,85	-82,49	1452,99	-145,85	X
VC3	8,50	-664,18	1655,65	-83,94	69,45
VC4	7,50	-1225,95	1657,78	-94,89	69,34
VC5	6,55	-283,63	1084,77	-96,39	291,04

Fonte: AUTOR.

Tabela 38 - Média e coeficiente de variação para carga de 60 kN.

Viga	Deslocamento (mm)		Deformação face superior concreto substrato (mm/m)		Deformação armadura longitudinal inferior do substrato (mm/m)		Deformação face superior do reforço - Graute (mm/m)		Deformação armadura longitudinal inferior do reforço (mm/m)	
	Média	Coef. Var.	Média	Coef. Var.	Média	Coef. Var.	Média	Coef. Var.	Média	Coef. Var.
V1REF à V5REF	8,89	0,07	-952,36	-0,2021	2324,29	0,103	-	-	-	-
VL1 à VL5	7,35	0,058	-461,62	-0,454	1553,8	0,28	-114,54	-0,38	153,85	0,67
VC1 à VC5	6,99	0,15	-564,06	-0,891	1497,62	0,164	-93,06	-0,390	186,72	0,728

Fonte: AUTOR.

Analisando as tabelas verifica-se que:

- Os deslocamentos para cada tipo de viga ficaram aproximados, apresentando baixos coeficientes de variação. Constatou-se que as vigas reforçadas obtiveram menores

deslocamentos que as vigas de referência considerando uma mesma carga aplicada, o que confirma que o reforço foi eficaz.

- Percebe-se também que as deformações na face superior do concreto e nas armaduras longitudinais de tração das vigas de referência foram maiores do que as vigas reforçadas. Estes valores representam que o graute e a armadura de reforço passa absorver uma parcela das tensões aplicadas, aliviando as tensões no substrato.
- As deformações obtidas para o graute e para a armadura de reforço apresentaram valores médios próximos, quando comparados as vigas com conectores metálicos colados e as vigas com interface lisa.

Verificando-se que após o reforço à flexão das vigas, todas as vigas romperam por cisalhamento, torna-se necessário calcular a resistência ao esforço cortante para cada viga. Salienta-se que o experimento teve por objetivo analisar uma situação real de reforço, na qual não poderia ser adicionado estribos na região próxima aos apoios da viga original pois a opção foi realizar o reforço apenas à flexão em uma área da viga, sendo que maiores cargas poderiam ser aplicadas se previamente fossem realizados reforços para o cisalhamento. Os valores resistentes para os esforços cortantes são demonstrados na Tabela 39.

Tabela 39 - Valores resistentes aos esforços cortantes.

Viga	Resistência do concreto substrato (MPa)	Carga de Ruptura (kN)	Tipo de Ruptura	Resistência ao esforço cortante (kN) $f_yw = 600 \text{ MPa}$	
				$y_s=1,15; y_c=1,4; y_f=1$	$y_c=1; y_s=1; y_f=1$
V1Ref	22,78	74,36	Flexão	58,37	118,06
V2Ref	22,78	71,87	Flexão	58,37	118,06
V3Ref	22,78	73,34	Flexão	58,37	118,06
V4Ref	22,78	70,08	Flexão	58,37	118,06
V5Ref	22,78	71,12	Flexão	58,37	118,06
V1L	23,61	90,87	Cisalhamento	59,59	117,95
V2L	23,61	102,03	Cisalhamento	59,59	117,95
V3L	23,16	113,01	Cisalhamento	59,30	117,38
V4L	23,16	103,42	Cisalhamento	59,30	117,38
V5L	21,05	111,09	Cisalhamento	57,92	114,67
V1C	21,05	106,44	Cisalhamento	57,92	117,02
V2C	24,07	106,75	Cisalhamento	59,89	118,83
V3C	24,07	97,05	Cisalhamento	59,89	118,83
V4C	23,00	114,09	Cisalhamento	59,20	117,18
V5C	23,00	106,16	Cisalhamento	59,20	117,18

Fonte: AUTOR.

Conforme dados demonstrados na tabela, verifica-se que:

- As vigas de referência romperam por flexão conforme previsto no dimensionamento. A resistência ao cisalhamento era superior à carga de ruptura.
- As vigas reforçadas romperam por cisalhamento visto que se considerados os coeficientes de segurança aplicado aos materiais, obtiveram-se cargas de ruptura superiores a estes valores.
- Ao desconsiderar os coeficientes de segurança e adotar a tensão de escoamento do aço dos estribos de 600 MPa, tem-se que os valores de ruptura e calculados ficaram bem próximos. Porém é possível verificar que as cargas de ruptura foram inferiores aos valores calculados.
- A relação entre as cargas de ruptura e os valores calculados ficou entre 1,52 e 1,93, portanto, maiores que o valor de 1,4 utilizado para o coeficiente de segurança.

5.5. Análise da influência dos reforços na carga de ruptura por ANOVA

Os valores apresentados e discutidos para a carga de ruptura mostraram que houve alterações, indicando que os tipos de reforço influenciaram nos resultados. Para uma análise mais consistente, foi realizada a análise de variância-ANOVA, entre os resultados do grupo das vigas de referência, das vigas com superfície da interface de ligação sem conectores e das vigas com superfície da interface de ligação com conectores metálicos colados, considerando a carga de ruptura. Embora várias vigas tenham rompido por cisalhamento, a rigidez da parte reforçada pode ter influenciado nos mecanismos de distribuição de tensões, permitindo as variações de carga verificadas.

Na Tabela 40, são apresentados os valores da ANOVA obtidos por análise entre todas as séries ensaiadas. Verifica-se que há evidências de que o tipo de reforço influenciou na carga de ruptura, pois F obtido foi maior que F_{critico} e, também, o valor-P foi inferior a 0,05.

Tabela 40 - Análise de variância – fator único

Análise entre grupos	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F _{crítico}	Influência
VRef, VL e VC	3626,294	2	1813,147	46,69	2,18E-06	3,885	SIM

SQ é a soma dos quadrados de todos os desvios em relação a média de todas as observações (entre e dentro das amostras); gl é o grau de liberdade; MQ é a média quadrática (entre e dentro das amostras)

$$F = \frac{\text{variância entre amostras}}{\text{variância dentro das amostras}}$$

valor-P é a probabilidade da hipótese nula ser verdadeira. Adotou-se o nível de significância do teste de 0,05

F crítico é o valor calculado em função do nível de significância e dos graus de liberdade da variância entre e dentro das amostras.

Fonte: AUTOR.

Na Tabela 41, são apresentados os valores da ANOVA obtidos por análise entre as séries reforçadas. Verifica-se que os conectores metálicos colados na interface, quando feito a análise de variância e comparados as séries de vigas VL e VC, não influenciaram no aumento da capacidade resistente da seção reforçada, visto que o F obtido foi menor que o F_{crítico}. Salienta-se que os conectores não foram totalmente solicitados, visto que as vigas romperam por cisalhamento do substrato.

Tabela 41 - Análise de Variância entre VL e VC - fator único

Análise entre grupos	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F _{crítico}	Influência
VL e VC	10,14	1	10,14	0,178	0,684	5,318	NÃO

Fonte: Autor.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

6.1. Conclusões

Este trabalho teve por objetivo verificar a influência de conectores metálicos na interface de ligação entre concreto substrato e graute.

Através dos ensaios experimentais realizados com esta variação de tipo de interface pode-se chegar às seguintes conclusões:

- a) O reforço por encamisamento utilizando graute é uma técnica que permite aumentar a capacidade portante das vigas, sendo verificado que houve aumento de 44,25% e 47,05% para as vigas de interface sem conectores e interface com conectores metálicos, respectivamente. Deve-se considerar que o aumento foi na ruptura ao cisalhamento, ou seja, os conectores alteraram os mecanismos de forma a transferir a ruptura mais para a parte sem reforço.
- b) O cálculo do reforço utilizando os estados de tensão e deformação chegou a valores aproximados dos obtidos durante o ensaio, quando desconsiderados os coeficientes de segurança.
- c) O reforço com aplicação do graute não aplicado no comprimento total da viga, semelhante ao que foi utilizado neste trabalho, é insuficiente em se tratando do reforço de cisalhamento. Por este motivo considerou-se que a capacidade portante não foi maior devido todas as vigas após o reforço romperem-se por cisalhamento no substrato.

- d) A preparação convencional da superfície, na qual consistiu apenas na remoção da camada da nata de cimento, promoveu aderência quando aplicado o graute como material de reforço.
- e) Quando analisados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto percebe-se que os conectores metálicos contribuíram, ainda que em pequena parcela, para a resistência ao cisalhamento atuante na interface de ligação, sendo o fator limitante o destacamento da camada de cobrimento do concreto. Salienta-se que o objetivo inicial da pesquisa foi verificar a possibilidade de utilizar este tipo de conector sem que haja perfurações nas vigas.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

- Aplicar um reforço também ao cisalhamento para verificar a influência destes conectores.
- Pesquisar e analisar reforços utilizando os conectores que foram utilizados neste trabalho, porém com pequenos sulcos na camada do cobrimento para colagem dos mesmos, de modo que o conector fique colado também em parte das laterais.
- Pesquisar e analisar conectores metálicos de diferentes dimensões, formatos ou fixação que não ocasionem perfuração na viga a ser reforçada.

REFERÊNCIAS

- ALTUN, Fatih. **An experimental study of the jacketed reinforced-concrete beams under bending.** In: Construction and Building Materials. v.18, 2004. p.611-618.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318:** Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI/USA, 2011.
- ARAÚJO, Caroline Maia. **Reforço de vigas de concreto à flexão e ao cisalhamento com tecidos de fibra de carbono.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002. Disponível em: http://www.coc.ufrj.br/teses/mestrado/estruturas/2002/teses/FARAUJO_CM_02_t_M_est.pdf. Acesso em: 20/04/2015.
- ARAÚJO, Daniel de Lima. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997. Disponível em: http://www.abcic.org.br/pdf/PCD17_Araujo.pdf. Acesso em: 07/05/2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739:** Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: 2007.
- _____. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: 2014.
- _____. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: 2003.
- _____. **NBR 9062:** Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: 2006.

BANTA, TIMOTHY E. **Horizontal shear transfer between ultra high performance concrete and lightweight concrete.** Thesis (Master's degree) – Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 2005. Disponível em: <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-03112005-113817/unrestricted/revisedtBantaThesisFinalCopy.pdf>. Acesso em: 25/04/2015.

BEBER, Andriei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono.** Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003. Disponível em: <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2974/000379925.pdf>. Acesso em: 07/05/2015.

CASAL, Bruno Baleia. **Ligações entre betões de idades diferentes aplicações diversas.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2011. Disponível em: <http://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395142793182/Tese%20Bruno%20Casal.pdf>. Acesso em: 20/05/2015.

CHEONG, H. K.; MACALEVEY, N. **Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams.** In: ASCE Journal of Structural Engineering. V.126, 2000. p.692-699.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, CEB. **CEB-FIP Model Code 1990, Design Code.** Thomas Telford Services Ltda., London, 1993.

_____, CEB-FIP TG 9.3 FRP. **Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures.** Technical Report Bulletin n.14, Lausanne, Switzerland, July, 2001.

DA SILVA, Turibio José; AGOSTINHO, Paulo César Primo. **Refuerzo con pretensado exterior de vigas de hormigón armado de um edifício.** In: XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Santiago, 2008.

DYWIDAG. **Sistemas de protensão com barras DYWIDAG:** Aplicações estruturais. Disponível em: <https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI-Protendidos-Sistemas-de-Protensao-com-Barras-DYWIDAG-Aplicacoes-Estruturais-Brasil-LA.pdf>. Acesso em: 20/09/2015.

_____. **Sistemas DYWIDAG 36 mm.** Disponível em: https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Sistemas_DYWIDAG_36_mm_br.pdf. Acesso em: 20/09/2015.

FAGURY, Fagury Samir. **Concretos e pastas de elevado desempenho:** contribuição aos estudos de reparos estruturais e ligações entre concretos novo e velho, com tratamento da zona de interface. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, 2002. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/88/88131/tde-17012011-092136/publico/SamirCostaFaguryM.pdf>. Acesso em: 28/04/2015.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB. **Model Code 2010.** Switzerland, 2010. v. 1.

FORTES, Adriano Silva. **Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2000. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/78159/152842.pdf>. Acesso em: 05/05/2015.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto.** São Paulo: Pini, 1992.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto.** Rio de Janeiro: Interciênciia, 1997. v. 1.

LOOV, R. E; PATNAIK, A. K. Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface. **PCI Journal.** v. 39, n. 1, p. 48-69, jan./feb. 1994.

MAREK FILHO, Carlos Antônio; VANDERLEI, Romel Dias. **Estudo das ligações entre concretos de diferentes propriedades solicitados à flexão pura** – I Seminário de Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá. Maringá: Seven, 2007.

MARTINS, Paulo Chaves de Rezende; GUIMARÃES, Katia Dias. **O comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas coladas ou barras adicionais e**

argamassa projetada. In: Seminário Reforço e Recuperação de Estruturas. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 1998.

MENDES, Miguel Lavouras; COSTA, António da Silva. **Caracterização da ligação entre betões de idades diferentes.** In: Encontro Nacional Betão Estrutural. Guimarães, 2008.

PRECAST AND PRESTRESSED CONCRETE. **PCI Design Handbook.** 6. ed. Chicago, USA, 2004.

PIANCARTELLI, E. M. **Patologia e terapia das estruturas – Reforço com concreto.** Belo Horizonte: UFMG, 2005.

REIS, Andréa Prado Abreu. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998. Disponível em: http://http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME_AndreaPradoAbreuReis.pdf. Acesso em: 10/05/2015.

REIS, Andréa Prado Abreu. **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.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003. Disponível em: http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12072006-102235/publico/2003DO_AndreaPAREis.pdf. Acesso: 25/04/2015.

RIBEIRO, Thiago Augusto Silva. **Análise da ligação com filme termo-adesivo ou resina epóxi do reforço à flexão de PRFC em vigas de concreto armado com variação de temperatura utilizando confiabilidade estrutural.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2011. Disponível em: http://www.bdtd.ufu.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=4267. Acesso em: 10/09/2015.

RISCO, Marco André Cárcamo. **Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008. Disponível em:

http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/1473-marco-andre-carcamo-risso-mestrado. Acesso em: 07/04/2015.

ROMERO, Diana Valeria Schwenk. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado por meio de protensão externa.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007. Disponível em: http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_view/1578-diana-valeria-schwenk-romero-mestrado. Acesso em: 10/05/2015.

SÁNCHEZ FILHO, Emil. **Patologia e terapêutica das estruturas de concreto.** In: Seminário Reforço e Recuperação de Estruturas. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 1998.

SANTOS, Euler Wagner Freitas. **Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/dissertacoes-de-mestrado/106-2006/2091-euler-wagner-freitas-santos>. Acesso em: 15/05/2015.

SHAIKH, A. F. Proposed Revisions to Shear-Friction Provisions. **PCI Journal.** v. 23, n. 2, p. 12-21, mar./apr. 1978.

SIKA®. Sikadur® Epóxi. **Ficha de produto Sikadur® Epóxi.** Disponível em: <http://bra.sika.com/dms/getdocument.get/17e1af4c-6cab-3415-af95-ae6720b6c0eb/Sikadur20Epoxi.pdf>. Acesso: 10/09/2015

SIKA®. SikaGrout® 250. **Ficha de produto SikaGrout® 250.** Disponível em: <http://bra.sika.com/dms/getdocument.get/f9d5070b-6257-3ade-85fe-f0c06c7bce49/SIKA%20GROUT%20250%20-%20msds-010-09.pdf>. Acesso: 10/09/2015

SIMÕES, Maria Luisa de Faria. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007. Disponível em: http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_view/1547-maria-luisa-de-faria-simoes-mestrado. Acesso: 28/04/2015.

SOUZA, R.H.F. (1990). **Análise do Comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transverso.** Lisboa, Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo: Pini, 1998.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de concreto.** 3^a ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987. v. 1.

TIMERMAN, Julio. **Reabilitação e reforço de estruturas de concreto.** In: **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo: Ibracon, 2011. v. 2.