

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

PAULA MIRANDA DA SILVA

**AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DO USO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO
NO REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO PELA FACE COMPRIMIDA**

Goiânia

2011

PAULA MIRANDA DA SILVA

Trabalho apresentado ao curso de Mestrado em Engenharia Civil da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Materiais

Orientadora: Prof^a D.Sc. Andrea Prado Abreu Reis Liserre

Co-Orientador: Prof^o Gilson Natal Guimarães, Ph.D

Goiânia

2011

PAULA MIRANDA DA SILVA

Trabalho apresentado ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, aprovado em 30 de junho de 2011, pela Banca Examinadora constituída pelos seguintes professores:

Prof^ª. D.Sc. Andrea Prado Abreu Reis Liserre - UFG
Orientadora

Prof. Gilson Natal Guimarães, Ph.D. -UFG
Co-Orientador

Prof. D. Sc. Orlando Ferreira Gomes - UFG
Examinador Interno

Prof^ª. D.Sc. Vanessa Cristina de Castilho - UFU
Examinadora Externa

*Aos meus pais, Joel e Dalila,
Meu irmão Paulo Henrique
E meu esposo, Leonardo,
Pessoas preciosas em minha vida.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sua grandeza em minha vida. Por ter me capacitado e me feito apta para os estudos. Aos meus pais, Joel e Dalila, por terem investido tempo e dinheiro na minha educação e pelo incentivo e amor nos momentos difíceis. E meu irmão, pela amizade carinhosa. Ao meu esposo Leonardo, pela compreensão, amor e companheirismo nos momentos mais difíceis desse curso.

Aos professores e mestres, pela paciência, por compreender meus limites e me incentivar a buscar novos conhecimentos e enfrentar novos desafios. Professores Gilson, Ronaldo, Orlando, André, Ênio e em especial à minha orientadora Professora Andréa. À Professora Vanessa pelas contribuições valiosas nesse trabalho.

Aos colegas de turma que se tornaram amigos: Adilson, Amanda, Avelar Emmelle, Diórgenes, Priscilla, Raphael e Suélio. Ao Edmar e Jeovan, pelo apoio prestado nos ensaios de laboratório. Aos funcionários do CMEC, Tancredo e Mário, pelo pronto atendimento. À CAPES e CNPQ, pelo financiamento dessa pesquisa. Às empresas Carlos Campos Consultoria, Impercia e Realmix pela parceria e apoio prestados.

Ao amigo Gladsthon e sua família pelo incentivo e oração. À Kellen pelo apoio, incentivo e orientação. À minha amiga Viviane e sua família pela amizade, tão valiosa e importante. À Tercília, que sempre cuidou da minha filha Débora enquanto estava na Universidade. Ao Engenheiro Carlos Castilho pelo apoio e compreensão.

*“Feliz é o homem que acha sabedoria,
feliz é o homem que adquire conhecimento”
Pv 3.13*

RESUMO

Uma estrutura é concebida para ter desempenho satisfatório durante sua vida útil atendendo aos requisitos para os quais ela foi projetada. Quando seu desempenho se torna insatisfatório é necessário que haja intervenção de forma a reabilitar a estrutura. O reforço estrutural tem a característica de reabilitar a estrutura aumentando sua capacidade portante original. Das várias técnicas de intervenção existente, optou-se por estudar nesse trabalho a técnica pelo aumento da seção de concreto pela face comprida avaliando a eficiência do uso de conectores de cisalhamento ligando o concreto do substrato ao concreto do reforço. O aumento da seção de concreto e a disposição dos conectores se deram ao longo de todo o comprimento longitudinal da peça. Foram realizadas duas séries de ensaio. Na primeira série de ensaios, denominados ensaios preliminares, a variável estudada foi o tipo de conector com o objetivo de determinar qual deles (“I”, “U” ou “AF”) apresentaria resultado mais eficiente. Na segunda série de ensaios adotou-se o conector tipo “I”, que apresentou os melhores resultados da primeira série. As variáveis de estudo da segunda série foram a taxa de conector, a influência da pré-fissuração e da armadura de confinamento na região do reforço. O tratamento de superfície adotado foi o apicoamento manual sem uso de ponte de aderência. Os resultados dos ensaios indicaram que a presença do conector de cisalhamento tipo “I”, formado por uma barra nervurada reta, conseguiu impedir a perda da aderência entre o concreto novo e o substrato, impedindo o deslocamento parcial entre estes materiais que havia sido observado nas vigas reforçadas sem os conectores. Obtiveram-se bons resultados com relação ao aumento da capacidade portante das vigas, visto que até nas peças pré-fissuradas houve ganho de resistência assim como nas peças íntegras.

Palavras chaves: vigas, peças compostas, flexão, reforço, conectores de cisalhamento.

ABSTRACT

A structure is designed to have satisfactory performance during its life given the requirements for which it was designed. When performance becomes unsatisfactory, intervention is needed in order to rehabilitate the structure. Structural rehabilitation is characterized by increasing the structure's original load bearing capacity. Of the various existing intervention techniques, this work studies the technique that increases the concrete section by adding more concrete to the compression side and evaluates the effectiveness of shear connectors to bond the new concrete to the base concrete. The increase of the concrete section and the layout of the shear connectors were done along the entire length of the beam. There were two test series. In the first test series, called preliminary tests, the variable studied was the type of connector in order to determine which type ("I", "U" or "AF") would present more efficient results. In the second test series we adopted the connector type "I", which showed the best results from the first series. The variables studied in the second series were the shear connector ratio, the influence of pre-cracking and the presence of confining reinforcement in the new concrete region. The surface treatment used was manual blasting without the use of bonding agents. The test results indicated that the presence of shear connectors type "I", a small ribbed reinforcement bar, prevented the loss of bond between the base concrete and the new concrete, prevented splitting of the new concrete cover which was observed in tests with beams reinforced without the shear connectors. Good results were obtained with respect to increased load bearing capacity of the beams, since even the pre-cracked beams gained strength as well as strength increased in non-cracked ones.

Keywords: beams, composite beams, flexure, strengthening, shear connectors.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal na interface de vigas compostas (ARAÚJO, 1997)	22
Figura 2.2 – Peça composta com presença de armadura transversal à interface (ARAÚJO, 1997)	22
Figura 2.3 – Mecanismo de transferência de tensões cisalhantes em uma interface de concreto com superfície rugosa (ARAÚJO, 1997).....	24
Figura 2.4 – Transferência por ação mecânica (ARAÚJO,1997).....	27
Figura 2.5 – Efeito de Pino (ARAÚJO, 1997)	28
Figura 2.6 – Avaliação da tensão de cisalhamento horizontal na interface (ARAÚJO,1997) .	32
Figura 2.7 – Avaliação da tensão na interface por equilíbrio de forças (ARAÚJO, 1997)	34
Figura 2.8 – Trechos para avaliação da tensão de cisalhamento horizontal média (ARAÚJO, 1997)	35
Figura 2.9 – Dimensões em ‘mm’ dos pilares ensaiados por Omar (2006), Sahb (2008) e Nascimento (2010).....	42
Figura 2.10 – Seção transversal dos pilares de Omar (2006) após executado o reforço, dimensões em mm.	43
Figura 2.11 – Modelo do conector de cisalhamento utilizado por SAHB, (2008).....	45
Figura 2.12 – Características das seções transversais dos pilares ensaiados por Nascimento (2009), dimensões em mm.....	48
Figura 2.13 – Conector utilizado no reforço dos pilares	48
Figura 2.14 – Processo de execução dos sulcos para colocação dos conectores.....	49
Figura 2.15 – Colocação dos conectores do reforço.....	49
Figura 2.16 – Posicionamento dos conectores no substrato da viga VR2 antes da concretagem do reforço	51
Figura 2.17 – Posicionamento dos conectores no substrato da viga VR3 antes da concretagem do reforço	51
Figura 2.18 – Seção transversal das vigas ensaiadas por Rocha (2010): (a) VM1, (b) VM2 e VM3 e (c) VR1 e (d) VR2 e VR3.	52
Figura 2.19 – Diagrama força x flecha das vigas de Rocha 2010	52
Figura 2.20 – Esquema de ensaio das vigas de Santos (2006)	54
Figura 2.21 – Características geométricas do reforço utilizado por Santos (2006).....	55

Figura 2.22 – Detalhamento das armaduras originais das vigas de Santos (2006)	55
Figura 2.23 – Detalhamento das armaduras de reforço das vigas de Santos (2006)	56
Figura 2.24 – Operação de fixação dos conectores de cisalhamento nas vigas de Santos (2006)	56
Figura 2.25 – Tipos de seção transversal das vigas ensaiadas por SÁ (1993)	57
Figura 2.26 – Esquema das vigas ensaiadas por Ando e Moreno (2000).....	59
Figura 2.27 – Esquema das vigas reforçadas de Reis (2003)	61
Figura 3.1 – Tipos de esquemas estáticos adotados	68
Figura 3.2 – Seção transversal e detalhamento da armadura das vigas: (a) VM25; (b) VM40; (c) VRAF3; (d) VRI3; (e) VRI1A; (f) VRU3; (g) VRI2A e (h) VRI1B e VRI1C	70
Figura 3.3 – Armadura do substrato das vigas	70
Figura 3.4 – Armadura de confinamento do concreto na região do reforço. (a) Armadura de confinamento para conector Tipo “I”. (b) Armadura de confinamento para conector Tipo “AF”. (c) Conector Tipo “U”, exercendo também a função de confinar o concreto	70
Figura 3.5 – Posicionamento da armadura de confinamento.....	71
Figura 3.6 – Conectores tipo “I” e “U”	71
Figura 3.7 – Conector tipo “AF” – parafuso parabolt de expansão mecânica.....	71
Figura 3.8 – Diagrama resistência à compressão x idade.....	72
Figura 3.9 – Diagrama resistência à tração x idade	72
Figura 3.10 – Diagrama módulo de elasticidade x idade	72
Figura 3.11 – Ensaio do CAA.(a) SlumpFlow; (b) L Box; (c) V-Funnel.....	74
Figura 3.12 – Detalhe da instrumentação usada para medir o deslocamento vertical.....	76
Figura 3.13 – Posicionamentos dos extensômetros na armadura e no concreto:(a) VM25; (b) VM40; (c) Vigas reforçadas	77
Figura 3.14 – Posicionamento dos relógios digitais comparadores, unidades em cm.....	77
Figura 3.15 – Instrumentação dos conectores de cisalhamento tipo “I”	77
Figura 3.16 – Formas usadas na primeira série de concretagem	78
Figura 3.17 – Formas usadas na segunda série de concretagem	78
Figura 3.18 – Superfície após o apicoamento.....	79
Figura 3.19 – “Bewehrungssucher Rebar Locater-Profometer4”, para localização das armaduras do substrato das vigas referentes ao traço 1.....	79

Figura 3.20 – Posicionamento do conector tipo “I”: (a) Preenchimento do furo com adesivo epóxi. (b) Adesivo epóxi sendo passado no conector	80
Figura 3.21 – Esquema estático tipo “a”: vista longitudinal da viga ensaiada.....	81
Figura 3.22 – Esquema estático tipo “a”: vista transversal da viga ensaiada.....	81
Figura 3.23 – Esquema estático tipo “b”: vista longitudinal da viga ensaiada.....	82
Figura 3.24 – Esquema estático tipo “b”: vista transversal da viga ensaiada.....	82
Figura 4.1 – Esquema de fissuração das vigas ensaiadas	88
Figura 4.2 – Detalhe da fissuração da viga VRI1B	88
Figura 4.3 – Detalhe da fissuração da viga VRI1A	89
Figura 4.4 – Detalhe da fissuração da viga VRI1C	89
Figura 4.5 – Detalhe da fissuração da viga VRU3	89
Figura 4.6 – Detalhe da fissuração da viga VRAF	89
Figura 4.7 – Diagrama forças x deslocamento em R8.....	90
Figura 4.8 – Diagrama força x flecha de todas as vigas	91
Figura 4.9 – Diagrama força x flecha para os primeiros 50 kN	92
Figura 4.10 – Diagrama força x deformação da armadura longitudinal de todas as vigas.....	94
Figura 4.11 – Diagrama força x deformação da armadura transversal de todas as vigas.....	95
Figura 4.12 – Diagrama força x deformação dos conectores	95
Figura 4.13 – Diagrama força x deformação da armadura de confinamento	96
Figura 4.14 – Diagrama força x deformação do concreto de todas as vigas	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de transferência de esforços de cisalhamento em juntas (REIS, 2003).....	23
Tabela 2.1 – Coeficientes β_1 e β_2 (FIP, 1982)	36
Tabela 2.2 – Coeficientes β_s e β_c (NBR 9062:2006).....	39
Tabela 2.3 – Descrição dos pilares ensaiados por Sahb (2008)	46
Tabela 2.4 – Nomenclatura e descrição das vigas de Rocha (2020)	50
Tabela 2.5 – Resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas por SANTOS (2006). ..	57
Tabela 2.6 – Resultados obtidos por Sá (1993).....	58
Tabela 2.7 – Resultados obtidos por Ando e Moreno (2000).....	60
Tabela 2.8 – Cargas de serviço e ruptura dos ensaios feitos por Reis (2003)	62
Tabela 3.1 – Nomenclatura e características das vigas.	66
Tabela 3.2 – Características dos conectores de cisalhamento utilizados.....	67
Tabela 3.3 – Resistência das vigas na data do ensaio.....	73
Tabela 3.4 – Proporção dos materiais utilizados no traço 2	74
Tabela 3.5 – Resultados do ensaio L-Box	74
Tabela 3.6 – Resultados do ensaio V-Funnel	75
Tabela 3.7 – Resultados do ensaio Slump-Flow	75
Tabela 3.8 – Características das barras de aço utilizadas	75
Tabela 4.1 – Momento de ruptura e modo de ruptura	84
Tabela 4.2 – Forças de ruptura	86
Tabela 4.3 – Tensões cisalhantes na interface	97

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A_c	área de concreto da seção transversal
A_{c2}	área da seção do concreto moldado no local
A_p	área de aço da armadura de protensão
A_{sc}	área de aço dos conectores que cruzam a interface de ligação
$A_{s\ conf}$	área de aço da armadura de confinamento
A_s	área de aço da armadura passiva
A_{sl}	área de aço da armadura longitudinal de tração
A_{sw}	área de aço da armadura transversal
EA	extensômetro posicionado na armadura
EC	extensômetro posicionado no concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
I	momento de inércia da seção transversal
I_I	momento de inércia da seção transversal no estágio I
I_{II}	momento de inércia da seção transversal no estágio II
L_{ref}	comprimento do conector dentro do reforço
L_{sub}	comprimento do conector dentro do substrato
M_d	momento fletor de cálculo
P	força aplicada
P_{fiss}	força de fissuração das vigas
P_u	força de ruptura das vigas
R_{cc}	resultante da força de compressão no concreto da seção composta
R_{cc2}	resultante da força de compressão no concreto
R_d	resultante de tensões
R_{rd}	força resistente ao cisalhamento na interface
R_{st}	força total de tração
S	momento estático da área acima da fibra em estudo com relação acentróide da seção transversal
V_d	esforço cortante de cálculo na seção

Letras romanas minúsculas

a_v	distância entre os pontos de momento máximo
b	largura da seção transversal na fibra em estudo
d	distância do centróide da armadura até a fibra mais comprimida da seção
$f_{c \text{ ref}}$	resistência à compressão do concreto do reforço na data do ensaio
$f_{c \text{ sub}}$	resistência à compressão do concreto do substrato na data do ensaio
f_{cd}	resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{cj}	resistência do concreto na data do ensaio da viga
f_{ck}	resistência característica do concreto aos 28 dias
$f_{ck,c}$	resistência característica do concreto medida em corpos de prova cilíndricos
$f_{td,c}$	resistência de cálculo do concreto à tração
f_y	resistência de escoamento à tração da armadura
f_{yd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço
w	separação transversal entre as superfícies (abertura de fissura)
z	distância entre as resultantes de tração e compressão na seção transversal

Letras gregas

$\emptyset_c$	diâmetro do conector
$\emptyset_e$	diâmetro da armadura porta-estribo
$\emptyset_l$	diâmetro da armadura longitudinal
$\emptyset_t$	diâmetro da armadura transversal
β_1 e β_2	coeficientes multiplicadores da resistência fornecida pela armadura e pela superfície de contato
β_s e β_c	coeficientes de minoração aplicados à armadura e ao concreto, respectivamente, válidos para superfícies ásperas (rugosidade com profundidades de 0,5 cm a cada 3,0 cm nas duas direções do plano da interface)
δ	deslizamento relativo entre as superfícies.
$\epsilon_{c \text{ y}}$	deformação de escoamento do conector de cisalhamento
ϵ_c	deformação de esmagamento do concreto
$\epsilon_{t \text{ max}}$	deformação máxima do aço da armadura transversal
$\epsilon_{t \text{ y}}$	deformação de escoamento do aço da armadura transversal

ε_y	deformação de escoamento do aço da armadura longitudinal
ρ	taxa geométrica de armadura
σ_n	tensão normal à interface
σ_s	tensão de tração na armadura
τ	tensão de cisalhamento ou tensão tangencial
τ_{rd}	tensão de cisalhamento resistente na junta de
τ_{sd}	tensão de cisalhamento solicitante na junta

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS E JUSTIFICATIVA	17
1.2	OBJETIVOS	20
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	COMPORTAMENTO DE PEÇAS COMPOSTAS SOB FLEXÃO	21
2.2	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO AO LONGO DE JUNTAS DE CONCRETO	23
2.2.2	Transferência de cisalhamento pela superfície de contato	24
2.2.3	Transferência pela armadura transversal à interface	27
2.2.4	Principais fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento da interface	29
2.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DAS TENSÕES DE CISALHAMENTO	30
2.4	REFORÇO MEDIANTE AUMENTO DA SEÇÃO DE CONCRETO	39
2.5	ESTUDOS REALIZADOS SOBRE REFORÇO ESTRUTURAL POR AUMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL	41
2.5.1	Omar (2006).....	41
2.5.2	Sahb (2008).....	44
2.5.3	Nascimento (2009).....	47
2.5.4	Rocha (2010).....	50
2.5.5	Santos (2006)	53
2.5.6	Sá (1993).....	57
2.5.7	Ando e Moreno (2000).....	58
2.5.8	Reis (2003).....	61
2.6	CONSIDERAÇÕES SOBRE CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)	63
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	66
3.1	CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS ENSAIADAS.....	66
3.2	PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	71
3.3	PROPRIEDADES DO AÇO.....	75
3.4	INSTRUMENTAÇÃO	76
3.5	METODOLOGIA EXPERIMENTAL.....	78
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	83
4.1	FISSURAÇÃO, FORÇA DE RUPTURA E MODO DE RUPTURA	83
4.2	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	90
4.3	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	91
4.4	DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS	93
4.4.1	Armadura longitudinal	93
4.4.2	Armadura transversal	94
4.4.3	Conectores	95

4.4.4	Armadura de confinamento.....	96
4.5	DEFORMAÇÕES DO CONCRETO.....	96
4.6	TENSÕES DE CISALHAMENTO NA JUNTA.....	97
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	98
5.1	CONCLUSÕES	98
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	99
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
	APÊNDICE A: Posicionamento do conector tipo “AF”	104
	APÊNDICE B: Dados coletados através do sistema de aquisição de dados e leitura dos relógios digitais comparadores para medida dos deslocamentos	105
	APÊNDICE C: Análise teórica para previsão do comportamento das vigas ensaiadas.....	128

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E JUSTIFICATIVA

Toda estrutura de edificação, seja ela habitacional (casas e edifícios), laboral (escritórios, indústrias, silos, galpões, etc.) ou de infra-estrutura (pontes, cais, barragens, metrô, aquedutos, etc.) é executada para ter desempenho satisfatório conforme as finalidades de uso para a qual foi projetada.

Segundo a NBR 6118:2003 na seção 6.1, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Mesmo o concreto sendo considerado um material durável, em alguns casos, ocorre manifestações patológicas que deterioram as estruturas. As causas da deterioração são as mais diversas: envelhecimento natural da estrutura, falhas involuntárias e casos de imperícia, erros de execução, erros de projeto, utilização inadequada, etc.

A Patologia das Construções é a área da Engenharia Civil que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequência e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de deterioração das estruturas.

A NBR 6118:2003 na seção 6.3, divide os mecanismos de deterioração da estrutura em três grupos: mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto, à armadura e à estrutura propriamente dita.

a) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:

- Lixiviação, por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas, que dissolvem e carregam os compostos hidratados de pasta de cimento;

- Expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminadas com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratada;
- Expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos;
- Reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica;

b) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:

- Despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera;
- Despassivação por elevado teor de íon cloro (cloreto).

c) Mecanismos preponderantes de deterioração da estrutura propriamente dita:

- São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

Segundo Helene (1992), os sintomas patológicos de maior incidência nas estruturas de concreto são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem gerados pela segregação dos materiais constituintes do concreto. Para identificar em qual fase do processo de construção ocorre o maior índice de problemas patológicos, divide-se o processo de construção em cinco etapas: planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro, execução propriamente dita e uso. Os problemas provenientes de qualquer uma dessas etapas são responsáveis pela alteração das condições normais de uso da estrutura, surgindo a necessidade de se realizar intervenções.

O estágio em que cada estrutura, em função da deterioração, atinge níveis de desempenho insatisfatório varia de acordo com o tipo de estrutura. Algumas delas, por falhas

de projeto ou de execução, já iniciam as suas vidas úteis de forma insatisfatória, enquanto outras chegam ao final ainda mostrando um bom desempenho.

Por outro lado, o fato de uma estrutura, em determinado momento, apresentar-se com desempenho insatisfatório, não significa que ela esteja necessariamente condenada. A avaliação desta situação é, talvez, o objetivo maior da Patologia das Construções, posto que essa seja a ocasião que requer imediata intervenção técnica, de forma que ainda seja possível reabilitar a estrutura.

Entende-se que a concepção de uma estrutura durável implica a adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam à estrutura e aos materiais que a compõem um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da construção.

É importante salientar que não há ainda normalização no Brasil destinada ao projeto e execução de reforço de estruturas, mas a NBR 6118:2003 na seção 25.3, aborda que: constatada a não-conformidade de parte ou do todo da estrutura, deve ser escolhida uma das seguintes alternativas:

- a) determinar as restrições de uso da estrutura;
- b) providenciar o projeto de reforço;
- c) decidir pela demolição parcial ou total.

Existem várias técnicas de reabilitação de estruturas de concreto armado. Dentre elas pode-se citar: protensão externa, adição de chapas ou perfis metálicos, uso de materiais compósitos, etc. Optou-se por estudar nessa pesquisa a técnica do aumento da seção transversal de concreto e uso de conectores de cisalhamento ligando os concretos de idades distintas. Essa técnica, também conhecida por encamisamento da seção, é simples, pois usa os materiais mais comuns da construção civil, que são o aço e o concreto.

Estudos mostram que um grande número de estruturas de concreto necessita ser reforçadas. Portanto o estudo de técnicas de reforço que possam ser utilizadas na reabilitação destas estruturas, e a geração de recursos humanos capacitados para atuarem nesta área produzem reflexos econômicos imediatos. Sendo assim, este trabalho se justifica pois contribui no entendimento do comportamento de peças reabilitadas por adição de concreto e armadura à seção transversal.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desse trabalho é avaliar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas por meio de adição de uma camada de concreto com armadura longitudinal posicionada no bordo comprimido da peça, usando-se conectores de cisalhamento para melhorar a aderência entre o substrato e o reforço.

Como objetivos específicos, optou-se por avaliar a influência dos seguintes aspectos:

- taxa de conectores de cisalhamento utilizados para melhorar a aderência entre concretos moldados em idades distintas,
- existência de pré-fissuração antes da execução do reforço, em algumas vigas,
- presença da armadura de confinamento na região do reforço.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está organizado da seguinte forma:

O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais sobre reforço estrutural, bem como a justificativa e o objetivo dessa pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre a técnica estudada, considerações sobre os materiais utilizados, sobre aderência e algumas pesquisas sobre reforço estrutural.

No Capítulo 3 é descrito o programa experimental e a forma como as vigas foram ensaiadas.

No Capítulo 4, são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios experimentais e o Capítulo 5 apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

No final do trabalho, encontra-se ainda a lista das referências bibliográficas consultadas e apêndices, nos quais estão descritos as tabelas com os resultados dos ensaios de cada viga e os cálculos teóricos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

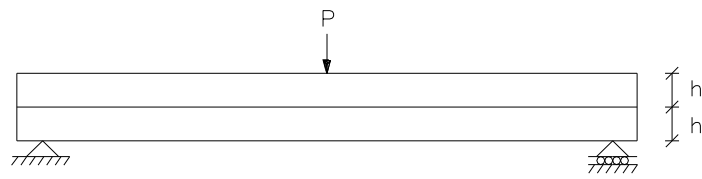
2.1 COMPORTAMENTO DE PEÇAS COMPOSTAS SOB FLEXÃO

A associação de elemento pré-moldado de concreto com concreto moldado no local recebe a denominação de peça composta. Entretanto, a denominação de peça composta, também serve para denominar uma peça reabilitada por meio de encamisamento, uma vez que nestes casos, se tem dois materiais com propriedades mecânicas distintas (substrato e reforço) em contato formando um único elemento estrutural.

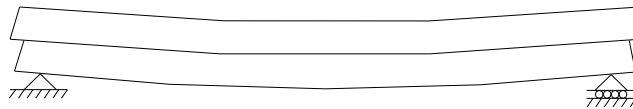
Na peça composta, a região de ligação entre os concretos moldados em idades distintas recebe o nome de junta de ligação. Nessa região, atuam tensões cisalhantes que tendem a separar as duas partes constituintes da peça. Para que isso não ocorra, é necessário que as tensões atuantes sejam menores que as tensões resistentes. Assim sendo, as duas peças não se separam e trabalham de forma monolítica, ou seja, como se fosse uma única peça.

A Figura 2.1 apresenta uma viga formada por duas peças retangulares iguais de altura h , simplesmente apoiadas e carregadas no meio do vão com uma carga concentrada P (Figura 2.1a). Se não houver tensões de cisalhamento entre as duas vigas, a flexão de uma será independente da outra, ou seja, cada uma sofrerá compressão nas fibras longitudinais superiores e tração nas fibras inferiores (Figura 2.1b). As fibras longitudinais inferiores da viga superior deslizarão em relação às fibras superiores da viga inferior. Em função do nível de transferência de esforços entre as peças, parcial (Figura 2.1c) ou integral (Figura 2.1d), pode-se ter uma viga composta com comportamento monolítico ou não.

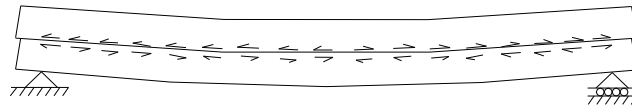
Este comportamento de peça monolítica pode ser alcançado desde que a ligação entre as peças seja feita de maneira adequada. A aderência entre os concretos representa uma parcela importante da resistência da interface ao esforço cortante, mas pode não ser suficiente para garantir a transferência das tensões de cisalhamento horizontais na interface. Quando isso ocorre, há a necessidade do uso de uma armadura que cruze a superfície formada pelos dois concretos para garantir a monolitividade da peça, como mostra a Figura 2.2.



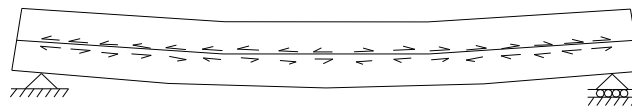
(a) Peça composta formada por duas vigas e solicitada por uma força concentrada



(b) Interface sem transferência de tensões de cisalhamento: flexão independente das vigas



(c) Interface com transferência parcial de tensões de cisalhamento



(d) Interface com transferência integral de tensões de cisalhamento

Figura 2.1 – Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal na interface de vigas compostas (ARAÚJO, 1997)

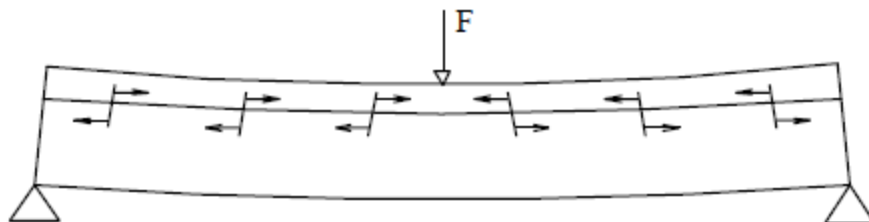


Figura 2.2 – Peça composta com presença de armadura transversal à interface (ARAÚJO, 1997)

2.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO AO LONGO DE JUNTAS DE CONCRETO

Como o comportamento de uma peça composta é governado fundamentalmente pela transferência das tensões de cisalhamento na interface entre os concretos moldados em idades distintas, faz-se necessário verificar se as tensões tangenciais solicitantes (τ_{sd}) na região da junta são compatíveis com a resistência ao cisalhamento (τ_{rd}) deste local.

Para fazer esta verificação é preciso conhecer os mecanismos de resistência mobilizados durante a transferência de esforços por esta interface (ver Tabela 2.1), os principais fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento da junta, e se há ou não deslizamento na junta formada pelo concreto novo e antigo.

Tabela 2.1 – Tipos de transferência de esforços de cisalhamento em juntas (REIS, 2003)

Mecanismos de resistência mobilizados	Transferência de tensões por:	
	Contato entre superfícies	Armaduras que cruzam a interface
	Aderência por adesão; Aderência por atrito; Aderência mecânica (engrenamento dos grãos).	Efeito de pino; Efeito de costura ou confinamento.

Quanto aos principais fatores que afetam a resistência ao cisalhamento, pode-se citar: a resistência do concreto, a rugosidade da superfície de contato, a taxa de armadura que cruza a interface, a tensão normal à interface e a existência de ações cíclicas.

Caso haja deslizamento entre as superfícies, então está ocorrendo uma transferência parcial de esforços através da junta. Neste caso deve-se considerar a deformabilidade ao cisalhamento da ligação entre os dois concretos para estimar o comportamento do elemento composto. Isso é feito estabelecendo-se uma relação entre a tensão de cisalhamento, τ_{sd} , e o deslizamento, s , da junta considerando o efeito do engrenamento dos agregados, da ação de pino e da tensão normal ao plano de cisalhamento.

A não ocorrência de deslizamento na interface formada pelos concretos moldados em idades distintas indica que está ocorrendo uma transferência total de esforços por meio da junta, de maneira que a seção composta tenha comportamento semelhante ao de uma seção monolítica. Este é o tipo de transferência de esforços que normalmente se deseja.

De qualquer forma, em ambos os casos deve-se sempre considerar as diferenças das características mecânicas dos concretos, principalmente aquelas relacionadas aos módulos de elasticidade.

Em uma superfície onde há transferência de tensões cisalhantes e formação de fissuras, pode ocorrer um deslizamento relativo entre as partes separadas pela fissura. Se a superfície de separação é rugosa, o deslizamento entre as partes é acompanhado de translação transversal e a transferência de tensões de cisalhamento “ τ ” se dá pela superfície de contato e pela armadura transversal que cruza esta superfície como mostra a Figura 2.3.

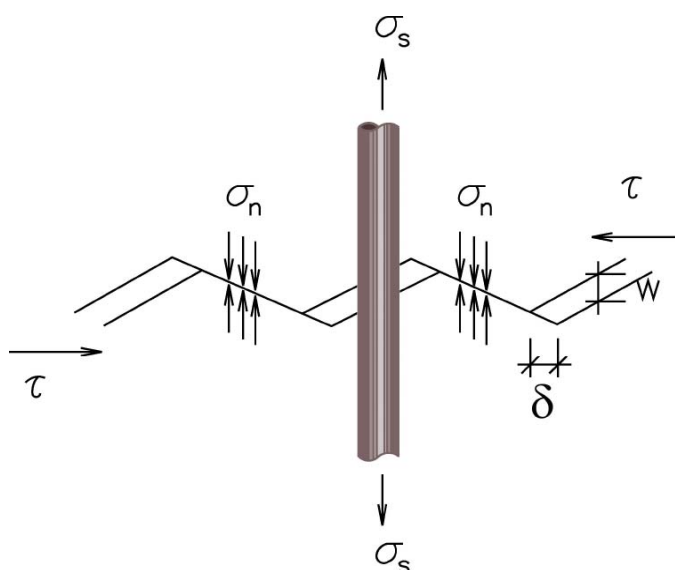


Figura 2.3 – Mecanismo de transferência de tensões cisalhantes em uma interface de concreto com superfície rugosa (ARAÚJO, 1997)

Onde:

- σ_s : tensão de tração na armadura;
- σ_n : tensão normal à interface de concreto;
- w : separação transversal entre as superfícies (abertura de fissura);
- δ : deslizamento relativo entre as superfícies;
- τ : tensão de cisalhamento transmitida pela interface.

2.2.2 Transferência de cisalhamento pela superfície de contato

O desempenho global do sistema de reforço executado em estruturas de concreto está diretamente relacionado com a aderência entre o substrato e o reforço, tida como uma propriedade básica e fundamental para qualquer sistema de intervenção estrutural.

O mecanismo de aderência entre os materiais cimentícios é um fenômeno complexo devido à natureza heterogênea dos substratos de concreto e dos materiais destinados ao reparo.

Segundo Carasek (1996) o mecanismo de aderência entre as superfícies das argamassas e dos substratos porosos desenvolve-se em duas etapas distintas. A primeira é a adesão inicial que ocorre no estado fresco no momento em que a argamassa no estado plástico entra em contato com o substrato poroso. A segunda, que se processa ao longo do intervalo de tempo em que se desenvolvem as reações de hidratação das partículas dos aglomerantes, ou seja, com o endurecimento da argamassa, é definida como aderência propriamente dita.

Carasek (1996), quando a argamassa no estado plástico entra em contato com a superfície absorvente, parte da água de amassamento que contém em dissolução ou em estado coloidal os constituintes do aglomerante, penetra pelos poros e cavidades do substrato. No interior destes, ocorrem fenômenos de precipitação, seja dos géis de silicato do cimento, seja do hidróxido de cálcio. Transcorrido algum tempo, esses precipitados intracapilares exercem ação de ancoragem da argamassa à base.

Para uma argamassa de reparo rica em aglomerante, bastante fluida e pouco coesa, o gel cimentício penetra facilmente pelos poros e cavidades do substrato. Como efeito positivo, há a formação de uma profunda ancoragem, porém, no caso de excesso ou perda de água da interface com o substrato poroso, as camadas da argamassa mais próximas ao substrato tornam-se extremamente porosas, gerando falhas de aderência que podem comprometer o reforço.

Caso haja pouca umidade, a ponto de se considerar a superfície como seca, o contato entre substrato e reforço ocasiona uma perda relevante da água de amassamento na região próxima à superfície de ligação, que varia em função da dosagem do concreto, implicando mudanças na microestrutura da argamassa nessa região.

O fato de a superfície possuir um teor controlado de umidade caracteriza uma condição favorável ao processo, uma vez que permite a ligação efetiva entre as superfícies, facilitando o acesso das partículas de cimento em processo de hidratação a tais superfícies.

A superfície de contato em questão pode apresentar poros que estejam totalmente saturados de água, impossibilitando ou prejudicando o ingresso das partículas de cimento e, conseqüentemente, a ligação.

A aderência do material de reforço ao substrato é afetada pelo índice de retração da argamassa, influenciado pela relação água/cimento, finura do agregado miúdo e das adições usadas e está, intimamente, relacionado às condições ambientais de exposição do

reforço. Esta retração pode ocorrer devido à falta de molhagem do substrato de concreto e de condições ambientais muito agressivas, devido à temperatura ou presença de ventos.

O mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento pela superfície de contato é semelhante à transferência de esforços de barras de aço para o concreto por tensões de aderência (LEONHARDT, 1977) e pode ser dividido em três parcelas:

a) Transferência por adesão

Esse é o primeiro mecanismo mobilizado ao aplicar-se esforços de cisalhamento em uma interface de concreto. Para baixas solicitações, os esforços são resistidos pela adesão entre as partículas internas do aglomerante. Esse efeito, isoladamente, não é suficiente para uma boa transferência pois é destruído no caso de pequenos deslocamentos.

b) Transferência por atrito

Uma vez rompida a adesão e desde que existam tensões normais à interface, assim que surge uma tendência de deslizamento relativo na junta, este tenta ser impedido pela resistência ao atrito existente entre as superfícies em contato, As tensões normais à interface podem surgir pela aplicação de forças externas ou pela reação da armadura normal à interface quando solicitada à tração. Essa parcela de resistência possui um importante papel na transferência dos esforços de cisalhamento após ocorrer o deslizamento entre as partes em contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície.

c) Transferência por ação mecânica

Através do engrenamento mecânico, do tipo de encaixe, entre as duas superfícies em contato formam-se “dentes de concreto” que são solicitados ao corte quando ocorre o deslizamento relativo entre as superfícies, (Figura 2.4). O tipo de ligação mais representativa dessa forma de transferência é a ligação por chave de cisalhamento. Entretanto, em superfícies rugosas, essa forma de transferência pode ser garantida pelo agregado graúdo atravessando a interface de deslizamento, uma vez que ocorre um engrenamento entre os agregados fixados em lados opostos da interface de concreto formadas pela ligação de concretos com idades diferentes, a primeira parcela de resistência é fornecida pela aderência entre as superfícies em contato.

Com o aumento dos esforços de cisalhamento surgem fissuras na interface e posterior deslizamento entre as duas partes em contato. Neste momento não existe a parcela da aderência e a transferência de esforços é garantida pelo atrito e pela ação mecânica. Nas

juntas formadas pela ruptura de uma peça monolítica para formação do plano de cisalhamento não existe a contribuição da aderência sendo os esforços transmitidos pelas outras parcelas.

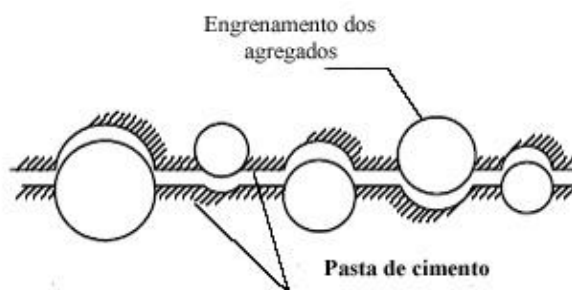


Figura 2.4 – Transferência por ação mecânica (ARAÚJO,1997)

2.2.3 Transferência pela armadura transversal à interface

Alguns pesquisadores denominam a armadura de ligação entre o concreto do substrato e concreto do reforço de “armadura de costura”. Essa armadura atravessa a interface de ligação, de forma ortogonal ao plano da interface, sendo devidamente ancorada no concreto do substrato e deve resistir tão somente às solicitações de cisalhamento.

Contudo, ela pode ser somada à quantidade de armadura transversal proveniente do dimensionamento ao esforço cortante, de forma que a mesma armadura resista tanto ao cisalhamento horizontal na interface quanto ao esforço cortante.

Sendo assim, a armadura de costura trabalha como sendo um “conector de cisalhamento”, nome adotado nessa pesquisa. Esses conectores de cisalhamento são usados quando a aderência nominal não é capaz de resistir aos esforços atuantes.

A transferência de carga pelo conector de cisalhamento se dá pela ação de pino da armadura e surge quando a junta de concreto é solicitada por esforços de cisalhamento que provocam um deslizamento entre as duas partes em contato como mostrado na Figura 2.2. Se existir armadura atravessando a interface, esse movimento tenderá a cisalhá-la. A armadura, por sua vez, fornecerá uma resistência ao corte que será somada à resistência fornecida pela superfície de contato.

A força transmitida pela ação de pino quando uma junta de concreto é solicitada por um deslizamento depende de vários parâmetros, entre os quais o cobrimento da armadura,

o diâmetro da barra e seu comprimento de ancoragem, a qualidade do concreto, a forma de carregamento, etc. (TSOUKANTAS; TASSIOS(1989) e TASSIOS; VINTZELEOU (1990) *apud* ARAÚJO,1997)¹.

Além da ação de pino, gerada pela armadura que cruza a interface, como mostra a Figura 2.5, observa-se ainda um aumento da resistência devido ao efeito de costura que essa armadura proporciona. Este efeito contribui na resistência, pois aumenta o atrito na interface através das tensões normais que solicitam essas barras de aço.

No caso de juntas rugosas a armadura transversal também contribui garantindo a força normal à interface necessária para uma efetiva transferência por atrito entre as superfícies em contato.

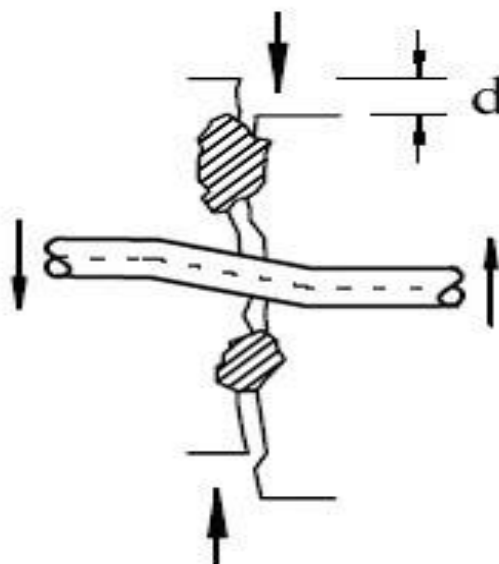


Figura 2.5 – Efeito de Pino (ARAÚJO, 1997)

¹ TASSIOS, T.P. ; VINTZELEOU,E.N. (1990). Shear crack stability along a precast reinforced concrete joint. In: CARPINTERI, A.,ed. *Applications of fracture mechanics to reinforced concrete*. Essex, Elsevier Applied Science. p.365- 486.

TSOUKANTAS, S.G. ; TASSIOS, T.P. (1989). Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements. *ACI Structural Journal*, v.86, n.3, p.242-249, May-June.

2.2.4 Principais fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento da interface

Principais fatores que influenciam a resistência da interface ao cisalhamento:

a) Resistência do concreto

A resistência ao cisalhamento aumenta com a resistência dos concretos em contato. No caso de peças compostas com concretos de resistências diferentes, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo concreto de menor resistência.

b) Aderência da superfície de contato

Os elementos com superfície de contato aderente apresentam, inicialmente, comportamento idêntico ao dos elementos monolíticos. Por outro lado, no caso de não haver aderência, o deslizamento e a separação são muito significativos desde o início e a resistência última sofre uma redução significativa.

c) Rugosidade da superfície de contato

A resistência ao deslizamento aumenta com a rugosidade da superfície de contato. Entretanto, segundo diversos pesquisadores, a profundidade das irregularidades não parece ter influência significativa. Em termos de comportamento último, o efeito da rugosidade é “somável” ao da aderência.

d) Chaves de cisalhamento

As chaves de cisalhamento têm um papel idêntico ao da rugosidade da superfície de contato, entretanto o seu efeito não é “somável”. No caso de serem adotadas, deve desprezar-se o efeito da aderência e da rugosidade e devem ser feitas no elemento pré-moldado.

e) Armadura transversal

Para pequenos valores de deslizamento ao longo da junta a quantidade de armadura transversal tem pouca influência na resistência da ligação. Assim, se a ruptura da ligação for definida pela condição de limitação do

valor do deslizamento na superfície de contato, por exemplo, $s = 0,1$ mm, a contribuição da armadura terá pouca influência na resistência. Entretanto, no estado limite último, a resistência já é bastante influenciada pela quantidade e resistência da armadura transversal. Nesse caso, ela apresenta uma dupla função pois, com o deslizamento da superfície de contato, por um lado resiste diretamente ao esforço de corte (efeito de pino) e, por outro, aumenta a resistência por atrito devido às tensões normais que são aplicadas à interface.

f) Tipo de carregamento

Carregamento cíclico diminui a resistência ao cortante da ligação.

2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DAS TENSÕES DE CISALHAMENTO

A peça reforçada de concreto tem sua seção resistente aumentada após a concretagem do reforço, o qual passará a absorver parte dos esforços atuantes na estrutura, desde que garantida a transferência de esforços através da interface entre o concreto do substrato e o concreto do reforço.

Nesse caso, o comportamento de peça monolítica pode ser alcançado desde que existam tensões cisalhantes solicitantes menores que as tensões cisalhantes resistentes, o que impediria o deslizamento entre as duas partes e o deslocamento do concreto do reforço.

Existem várias maneiras de calcular as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes, na junta de ligação da peça reforçada. Uma das maneiras existentes é usar a expressão da Resistência dos Materiais para cálculo das tensões cisalhantes solicitantes, dada pela fórmula:

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (2.1)$$

Onde:

V: esforço cortante na seção;

S: momento estático da área acima da fibra em estudo com relação ao centróide da seção;

I: momento de inércia da seção transversal;

b: largura da seção transversal na fibra em estudo.

Esta expressão é válida apenas para materiais no regime elástico-linear, entretanto pode ser utilizada para o concreto fissurado. Neste caso, as propriedades geométricas da seção devem ser obtidas da seção fissurada desprezando a região tracionada do concreto.

No estado limite último, a tensão de cisalhamento horizontal na interface também pode ser avaliada conforme ilustrado na Figura 2.6. Nesta figura, a interface MN é formada por uma peça pré-moldada e por outra moldada no local. Chamando de M_d o momento de cálculo e V_d o esforço cortante de cálculo, ambos numa mesma seção transversal, a força transmitida pela interface entre as duas peças, por unidade de comprimento, pode ser obtida pela variação do esforço normal de compressão na peça moldada no local.

$$R_d \cdot ds = dR_{cc} = \frac{dM_d}{z} \quad (2.2)$$

Logo:

$$R_d = \frac{1}{z} \cdot \frac{dM_d}{ds} = \frac{1}{z} \cdot V_d \quad (2.3)$$

A tensão de cisalhamento na interface é obtida dividindo o fluxo decisalhamento pela largura da interface.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot z} \quad (2.4)$$

Normalmente, o braço de alavanca (z) entre as resultantes de tração e compressão na seção é tomado igual a $0,9d$, sendo d a altura útil. Logo:

$$\tau_d = \frac{V_d}{0,9 \cdot b \cdot d} \quad (2.5)$$

Na avaliação da força transmitida pela interface foi suposto que o acréscimo no esforço normal de compressão é igual ao acréscimo no esforço de tração na armadura, ou seja, $dR_{cc} = dR_{st}$. Entretanto, no estado limite último, esta afirmação é verdadeira apenas quando toda a região comprimida da seção está acima da interface, ou seja, a linha neutra está acima da interface. Quando a linha neutra da seção está abaixo da interface (Figura 2.6c), a força transmitida por ela é menor que a resultante de compressão na seção composta. Neste caso a

eq.(2.5) não é válida, pois conduz a valores resistentes superiores à tensão atuante na interface. Contudo, a tensão pode ser avaliada de forma simplificada multiplicando a eq.(2.5) pela relação entre a força de compressão no concreto moldado no local R_{cc2} e a resultante de compressão da seção composta R_{cc} .

$$\tau_d = \frac{V_d}{o,9 \cdot b \cdot d} \cdot \frac{R_{cc2}}{R_{cc}} \quad (2.6)$$

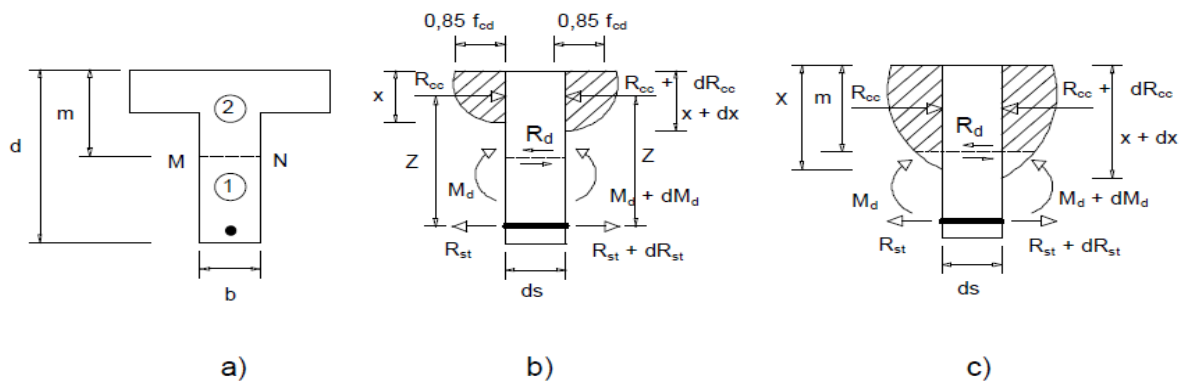


Figura 2.6 – Avaliação da tensão de cisalhamento horizontal na interface (ARAÚJO,1997)

As expressões anteriores avaliam a tensão de cisalhamento horizontal para cada seção em função do esforço cortante atuante. Neste caso, a distribuição das tensões de cisalhamento horizontal da interface ao longo do vão da viga é proporcional à variação do esforço cortante.

Outra forma de avaliar a tensão na interface é computar as forças de compressão ou de tração em um trecho da viga e prover sua transferência através de forças de cisalhamento horizontais. Sabendo que $V_d = \frac{dM_d}{ds}$, a eq.(2.4) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\tau_d = \frac{dM_d}{ds} \cdot \frac{1}{b \cdot z} = \frac{dM_d}{z} \cdot \frac{1}{b \cdot d \cdot s}$$

$$\tau_d = \frac{dR_{cc}}{b \cdot d_s} \quad (2.7)$$

Nesta equação, o valor da tensão de cisalhamento horizontal é função da variação do esforço normal de compressão no trecho d_s . Também neste caso foi admitido a linha

neutra da seção está acima da interface de modo que a resultante de compressão transmitida à interface é igual à resultante de tração na armadura. Quando a linha neutra está abaixo da interface, apenas a componente de compressão do concreto moldado no local é transferido para a interface. Substituindo o diagrama parábola-retângulo que representa a relação tensão de compressão - deformação do concreto por um diagrama retangular equivalente, pode-se, de forma simplificada, calcular a resultante de compressão na seção.

Multiplicando a área de concreto moldado no local pela tensão de plastificação do concreto, obtêm-se a força de compressão na parte moldada no local. Sabendo que na flexão sempre existirá equilíbrio entre as resultantes de tração e compressão, pode-se determinar a força transmitida pela interface, conforme ilustrado na Figura 2.7.

Inicialmente calcula-se a força de compressão no concreto moldado no local supondo que a linha neutra seja coincidente com a interface. Compara-se este valor com a resultante de compressão na seção submetida a um momento de cálculo M_d . Se for menor, a linha neutra está abaixo da interface e a força transmitida pela interface é igual à força de compressão na área de concreto moldado no local. Se for maior, a linha neutra está acima da interface e a força transmitida pela interface é igual à resultante de compressão ou à resultante de tração da seção, uma vez que, por equilíbrio, sabe-se que elas são iguais.

A tensão de cisalhamento horizontal média é avaliada entre as seções de momento máximo positivo ou negativo e momento nulo. Neste trecho a tensão de cisalhamento na interface é igual à resultante de compressão na seção de momento máximo, uma vez que na seção de momento nulo a resultante de compressão é nula. Na Figura 2.8 estão ilustrados os trechos onde a tensão média deve ser calculada. A eq.(2.7) pode, portanto, ser escrita como:

$$\tau_d = \frac{R_{cc2}}{b \cdot a_v} = \frac{A_{c2} \cdot 0,85 f_{cd}}{b \cdot a_v} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot \tau_{pd}}{b \cdot a_v} \quad (2.8)$$

Onde:

b: largura da interface;

a_v : comprimento sobre o qual são transferidas as tensões de cisalhamento horizontais.

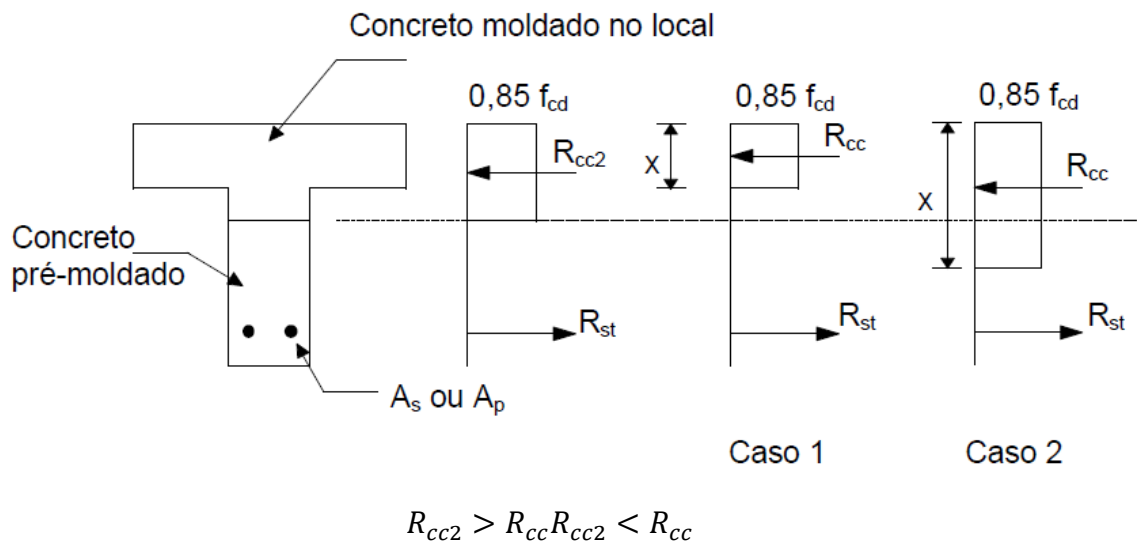
É a distancia entre os pontos de momento máximo e momento nulo;

τ_{pd} : tensão na armadura de protensão;

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

f_{yd} : resistência de cálculo ao escoamento do aço;

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



$$R_d = R_{cc} = R_{st} \quad R_d = R_{cc2} < R_{st}$$

Legenda:

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

R_{cc2} : força de compressão no concreto moldado no local

$R_{cc2} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{c2}$

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

R_{st} : força total de tração

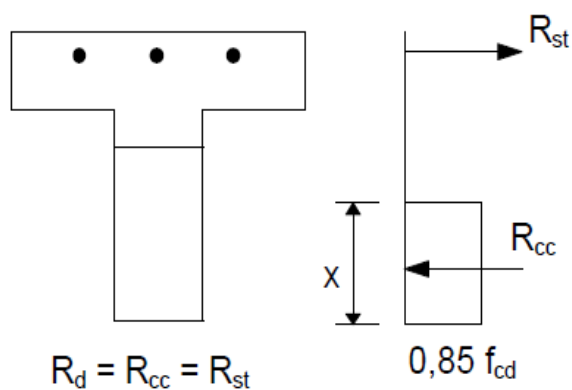
f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão

R_d : força atuante na interface

A_s : área de armadura passiva

A_p : área de armadura de protensão

(a) Seção submetida a momento positivo



(b) Seção submetida a momento negativo

Figura 2.7 – Avaliação da tensão na interface por equilíbrio de forças (ARAÚJO, 1997)

Caso exista armadura de compressão, a força resistida pela armadura deverá ser somada à força de compressão no concreto. Vale observar que a eq. (2.8) é válida para seções submetidas à flexão simples nos domínios 2 e 3, onde a armadura de tração atinge o escoamento.

A tensão de cisalhamento horizontal atuante na interface pode ser avaliada pelas eq.(2.1), eq.(2.6) e eq.(2.8). A escolha da equação a ser utilizada depende do procedimento adotado para avaliação da resistência.

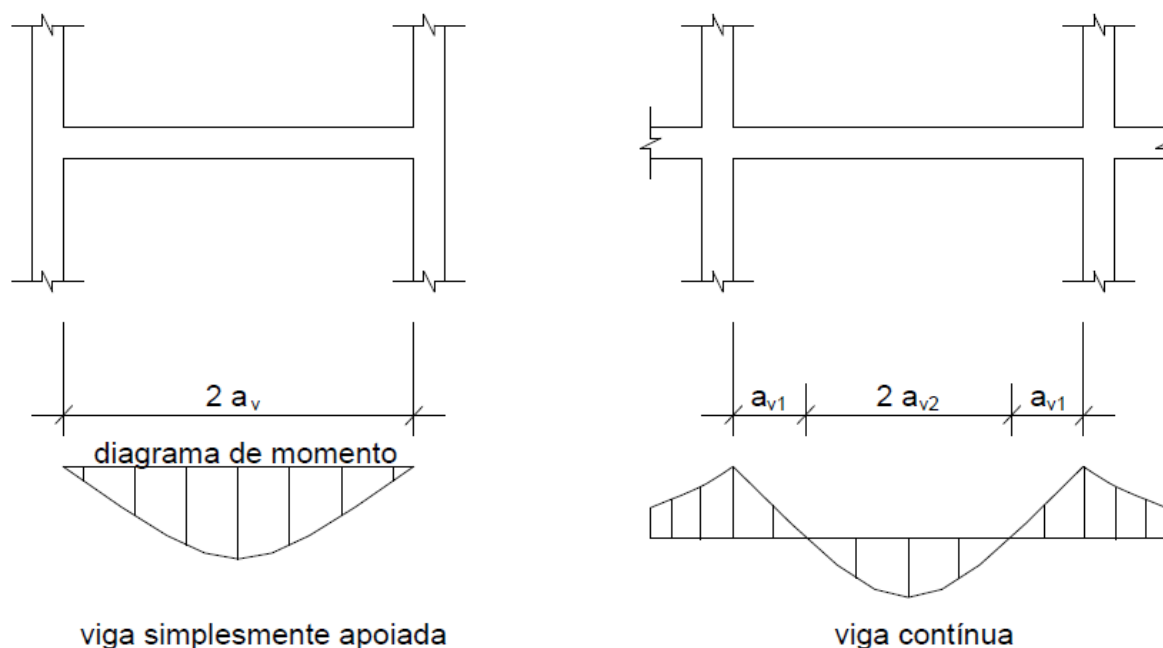


Figura 2.8 – Trechos para avaliação da tensão de cisalhamento horizontal média (ARAÚJO, 1997)

No trabalho de Araújo (1997) são apresentados vários procedimentos de cálculo da tensão resistente e solicitante em uma junta de concreto. Dentre eles, serão citados nessa pesquisa os procedimentos da FIP², PCI³ e NBR 9062:2006.

O procedimento de cálculo das tensões atuantes na junta recomendado pela FIP é aplicado a peças simplesmente apoiadas. As expressões permitem o dimensionamento no

² FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE - FIP (1982). Shear at the interface of precast and in situ concrete: guide to good practice.

³ PRESTRESSED/ PRECAST CONCRETE INSTITUTE - PCI (1992). PCI design handbook: precast and Prestressed concrete. 4.ed. Chicago, PCI.

estado limite último garantindo o funcionamento como seção composta tanto no estado limite último quanto no estado de utilização.

Para o dimensionamento de vigas compostas (situações de alta solicitação, ou seja, pequena largura de contato da interface), a resistência de cálculo da interface ao cisalhamento horizontal pode ser estimada por:

$$\tau_{rd} = \beta_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_2 \cdot f_{td,c} \leq 0,25 \cdot f_{ck,c} \quad (2.9)$$

Onde:

$$\rho = \frac{A_{sw}}{s \cdot b}$$

ρ : taxa geométrica de armadura ($\geq 0,001$);

A_{sw} : área de armadura transversal à interface e totalmente ancorada nos elementos;

s : espaçamento da armadura transversal à interface;

b : largura ou comprimento transversal à interface;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço (MPa);

$f_{ck,c}$: resistência característica do concreto medida em corpos-de-prova cúbicos (MPa);

$f_{td,c} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ck,c}}$: resistência de cálculo do concreto à tração (MPa);

β_1 e β_2 : coeficientes multiplicadores da resistência fornecida pela armadura e pela superfície de contato, obtidos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Coeficientes β_1 e β_2 (FIP, 1982)

Coeficiente	Categoria de superfície	
	1	2
β_1	0,6	0,9
β_2	0,2*	0,4

* Para superfícies lisas é recomendado utilizar $\beta_2 = 0,1$.

Onde:

Categoria 1: São as superfícies obtidas naturalmente durante a produção dos elementos pré-moldados. A amplitude das irregularidades da superfície geralmente são menores que 1 mm.

Categoria 2: A superfície dos elementos pré-moldados são deliberadamente tornadas rugosas durante a fabricação.

A armadura de costura deve ser efetivamente ancorada de cada lado da interface e não deve resistir a outros esforços. Contudo, ela pode ser somada à quantidade de armadura transversal proveniente do dimensionamento ao esforço cortante, de forma que a mesma armadura resista tanto ao cisalhamento horizontal na interface quanto ao esforço cortante.

O procedimento de cálculo das tensões atuantes na junta do PCI é baseado na teoria do atrito cisalhamento entre duas superfícies de contato sujeitas à força normal. A tensão de cisalhamento solicitante é avaliada pela eq.(2.8) a qual é baseada no equilíbrio de forças transmitidas pela interface no trecho entre as seções de momento nulo e momento máximo. A tensão resistente depende das características da superfície de contato e da existência ou não de armadura transversal, sendo uniformemente distribuída na interface entre as seções de momento máximo e momento nulo.

Para elementos pré-moldados com superfície intencionalmente rugosa e armadura transversal mínima, a força resistente vale:

$$F_{rd} = \phi \cdot 2416 \cdot b \cdot a_v \quad (2.10)$$

$$\tau_{rd} = \phi \cdot 2,416 \quad (2.11)$$

Onde:

R_{rd} : força resistente ao cisalhamento na interface (kN);

τ_{rd} : tensão resistente ao cisalhamento na interface (MPa);

$\phi = 0,85$: coeficiente de minoração da resistência;

b : largura ou comprimento transversal da interface (m);

a_v : distância entre os pontos de momento máximo e nulo (m)

A área de armadura transversal mínima é dada por:

$$A_{sw,min} = \frac{0,343 \cdot b \cdot s}{f_y} \quad (2.12)$$

Onde:

b : largura da seção;

s: espaçamento da armadura;

f_y : resistência de escoamento à tração da armadura em MPa ($f_y \leq 412$ MPa)

O procedimento de cálculo das tensões atuantes na junta da Norma Brasileira NBR 9062:2006 na seção 6.3 estabelece sobre o dimensionamento de peças compostas:

6.3.1 O cálculo deve levar em conta as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente, a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato;

6.3.2 Permite-se considerar as condições de cálculo como peça monolítica para duas situações:

a) colaboração completa para o estado limite último;

b) colaboração parcial para os estados limites de utilização.

Nota: No caso b, o estado limite último deve ser verificado para a parte pré-moldada da peça composta.

O dimensionamento pode, portanto, ser feito considerando a colaboração completa da seção no estado limite último ou apenas a colaboração parcial. Ao garantir-se a colaboração completa no estado limite último automaticamente tem-se, também, colaboração completa no estado de utilização. Pode-se também garantir a colaboração completa no estado de utilização e colaboração parcial no estado limite último.

Neste caso deve-se garantir a transferência parcial de esforços apenas para o estado de utilização. Para o cálculo da tensão de cisalhamento solicitante na interface, é recomendada a eq.(2.8) a qual é baseada no equilíbrio de forças num trecho da viga. A tensão resistente pode ser obtida por:

$$\tau_{rd} = \beta_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{td} \quad (2.13)$$

Onde:

A_{sw} : área de armadura transversal à interface e totalmente ancorada nos elementos;

f_{yd} : resistência de cálculo da armadura (MPa);

s: espaçamento da armadura transversal;

f_{td} : resistência de cálculo à tração para o concreto menos resistente em contato (MPa);

β_s e β_c : coeficientes de minoração aplicados à armadura e ao concreto, respectivamente, válidos para superfícies ásperas (rugosidade com

profundidades de 0,5 cm a cada 3,0 cm nas duas direções do plano da interface), obtidos da Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Coeficientes β_s e β_c (NBR 9062:2006)

$\frac{A_{sw}}{s.b}$	β_s	β_c
< 0,002	0	0,3
> 0,005	0,9	0,6

Admite-se $A_{sw} = 0$ e dimensionamento como peça monolítica quando $\tau_d < \beta_c \cdot f_{td}$ e forem satisfeitas, simultaneamente, as seguintes condições:

- a) a interface ocorre em região da peça onde haja predominância da largura da ligação sobre as outras dimensões da peça (normalmente lajes);
- b) a superfície da ligação satisfaça a rugosidade de 0,5 cm a cada 3,0 cm (conforme disposto na seção 6.3.4 da NBR 9062:2006);
- c) o plano da ligação não esteja submetido a esforços normais de tração nem a tensões alternadas provenientes de carregamentos repetidos;
- d) a armadura da alma resista à totalidade das forças de tração provenientes de esforços cortante, desprezada a contribuição do concreto da zona comprimida;
- e) a superfície de concreto já endurecido seja escovada para eliminar a nata de cimento superficial e abundantemente molhada e encharcada, pelo menos, com 2 horas de antecedência à nova concretagem.

2.4 REFORÇO MEDIANTE AUMENTO DA SEÇÃO DE CONCRETO

Em lajes e vigas, esse tipo de reforço se dá principalmente pelo aumento da seção transversal, por meio do acréscimo de concreto na região comprimida, o que gera um aumento do braço de alavanca e consequentemente do momento resistente da peça. Em pilares, o

aumento de sua seção transversal normalmente é feito por um encamisamento em que a capa adicional de armadura e o concreto vão confinar parte ou todo da estrutura já existente.

O concreto de cimento Portland é o material tradicionalmente usado nesse tipo de reforço. Na grande maioria das vezes requer um traço especialmente formulado que altere para melhor algumas de suas características naturais. Pode ser necessário obter altas resistências iniciais, ausência de retração de secagem, leves e controladas expansões, elevada aderência ao substrato, baixa permeabilidade e outras propriedades normalmente obtidas às custas do emprego de aditivos e adições, tais como: plastificantes, redutores de água, impermeabilizantes, escória de alto forno, cinza volante, sílica ativa e, via de regra, baixa relação água cimento (HELENE, 1992).

Sua facilidade de execução se dá pela vasta gama de possibilidade de execução de reforço, pois este pode ser feito com o descarregamento total ou parcial da peça, voltando ou não à forma plana original da laje (desde que não danifique a face comprimida em função das deformações residuais), utilizando inúmeros materiais desde que tenham propriedades mecânicas no mínimo iguais às do concreto original e colocando ou não armadura na região da junta de ligação dos dois materiais.

Sua principal característica é o alto ganho de capacidade portante para um pequeno aumento de espessura de concreto na face comprimida. Isso é devido ao aumento do braço de alavanca do momento resistente.

Um fator de grande importância para o bom desempenho da intervenção está na aderência entre o concreto do substrato e o concreto do reforço. É preciso garantir uma perfeita aderência entre os dois materiais para que se obtenha uma monoliticidade do conjunto e assim a peça reabilitada tenha capacidade de resistir às tensões de deslizamento existente.

Segundo Souza e Ripper (1998), a aderência e, conseqüentemente, a resistência da ligação às tensões de deslizamento, depende de vários fatores, tais como: das propriedades físicas e químicas dos dois concretos e da resina porventura utilizada, da rugosidade da superfície do concreto existente, da molhagem da superfície existente, da cura do novo concreto, das diferentes características elásticas dos dois concretos e, finalmente, das características mecânicas e elásticas da resina utilizada.

Outra preocupação é quanto à nova taxa de armadura da viga reforçada, que deve sempre permanecer superior à taxa de armadura mínima recomendada por norma.

O reforço por aumento da seção de concreto apresenta boa eficiência, mas tem o inconveniente de produzir peças com seções maiores que as iniciais, o que, em alguns casos,

pode ser indesejável e limitante, impedindo a peça de ser reforçada por meio dessa técnica. Essa seja talvez, a maior desvantagem desse tipo de reforço.

Uma das principais dificuldades encontrada durante a execução de intervenção de estruturas por aumento da seção transversal, é conseguir remoldar a peça sem que apareçam problemas no novo concreto em função das dificuldades de acesso para se garantir um bom adensamento. Quando este adensamento não é feito adequadamente podem surgir bolhas de ar dentro do concreto e falhas na concretagem, que geram perda de desempenho mecânico do concreto e prejudicam a durabilidade da estrutura. Uma das formas de se contornar este inconveniente que vem sendo adotada recentemente é utilizar o concreto auto-adensável (CAA), que apresenta grande fluidez, tendo como principal característica uma grande trabalhabilidade.

2.5 ESTUDOS REALIZADOS SOBRE REFORÇO ESTRUTURAL POR AUMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

2.5.1 Omar (2006)

O trabalho desenvolvido por Omar (2006) aborda o estudo de pilares de concreto armado, reforçados com concreto auto-adensável (CAA) nas faces de compressão, tração e compressão e tração simultaneamente, submetidos à flexo-compressão reta.

Foram ensaiados oito pilares de seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, com comprimento igual a 2000 mm, chamados de pilares originais. Os modelos foram moldados com concreto convencional de resistência nominal a compressão aos 28 dias igual a 30 MPa, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro, (Figura 2.9).

Foram realizadas duas etapas de ensaios. Na primeira etapa, dois pilares de referência foram ensaiados até a ruptura (P1 e P2) e outros seis (P3, P4, P5, P6, P7 e P8) foram submetidos a um pré-carregamento correspondente a uma deformação próxima ao início do escoamento da armadura tracionada. A segunda etapa de ensaios consistiu no reforço mediante uso de concreto auto-adensável dos pilares originais pré-carregados na primeira etapa (P3, P4, P5, P6, P7 e P8) e no ensaio à ruptura dos mesmos.

Os pilares P3 e P4 foram reforçados na face tracionada com barras de aço longitudinais de $2\varnothing 10,0$ mm e $2\varnothing 12,5$ mm, sendo chamados, respectivamente, de PT10 e PT12, respectivamente, revestidos com uma camada de CAA com 45 mm de espessura.

Os pilares P5 e P6 foram reforçados nas faces tracionadas com barras longitudinais de $2\varnothing 10,0$ mm e $2\varnothing 12,5$ mm, respectivamente, e nas faces comprimida e tracionada com camadas de concreto auto-adensável, com espessura de 45 mm, sendo chamados, respectivamente, de PC45T10 e PC45T12.

Os pilares P7 e P8 foram reforçados nas faces comprimidas com uma camada de concreto auto-adensável, com espessuras de 35 e 55 mm, sendo chamados, respectivamente, de PC35 e PC55.

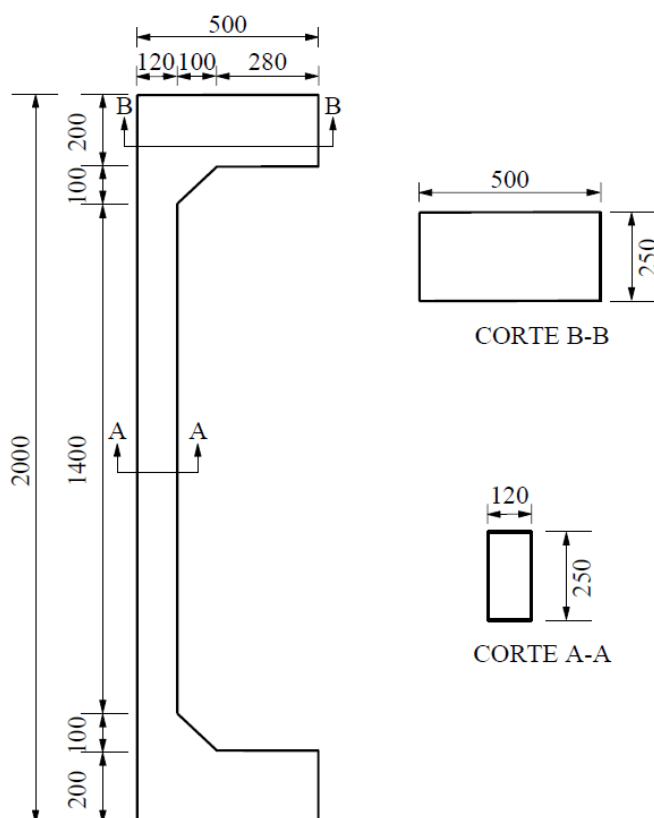


Figura 2.9 – Dimensões em ‘mm’ dos pilares ensaiados por Omar (2006), Sahb (2008) e Nascimento (2010).

A Figura 2.10 apresenta a forma como cada pilar foi reforçado, bem como a configuração do tipo de conector usado para ligar o concreto do substrato ao concreto do reforço.

Como o objetivo de deixar a superfície de ligação rugosa, foi feita escarificação manual utilizando-se ponteira e martelo. Após a escarificação, foram feitos furos para a colocação dos conectores de aço tipo “U” de diâmetro 5 mm espaçados a cada 50 mm ao longo de toda a superfície da interface. Esses conectores foram colados com resina epóxi.

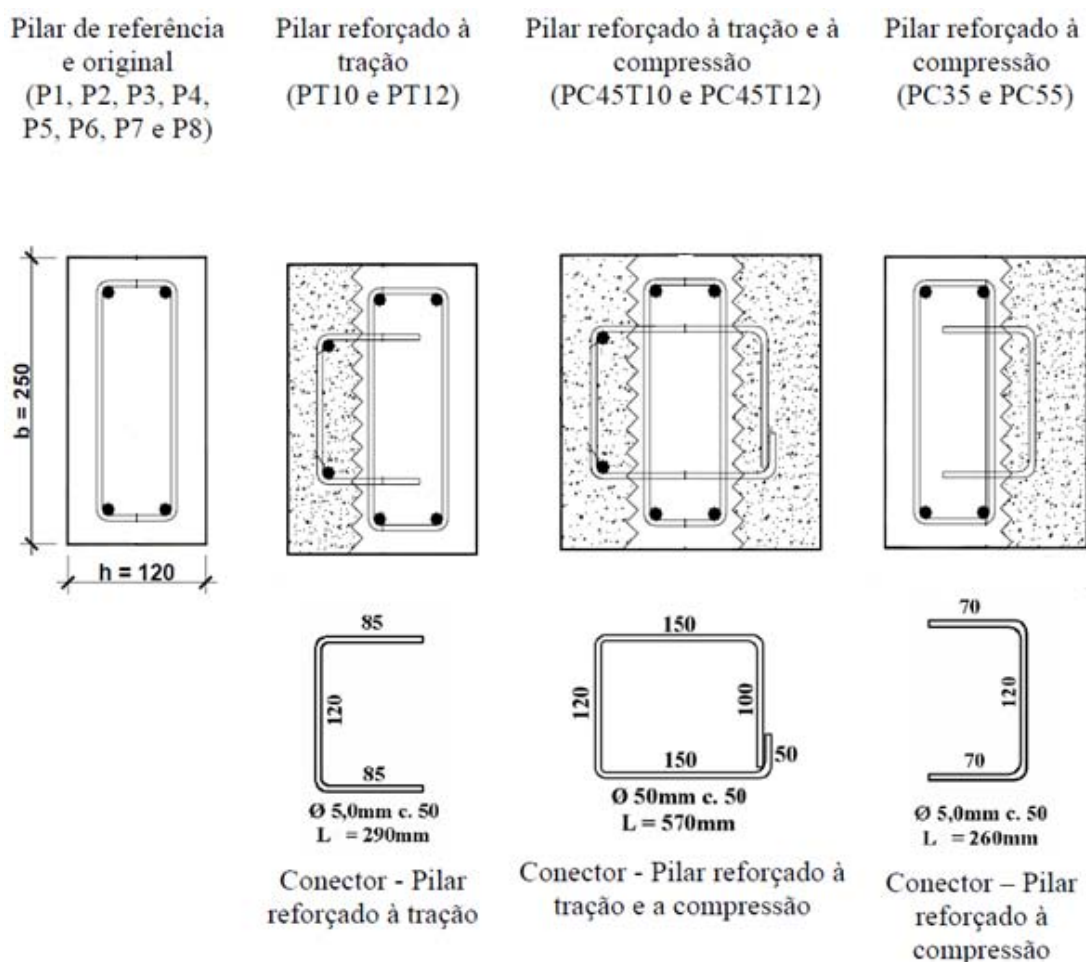


Figura 2.10 – Seção transversal dos pilares de Omar (2006) após executado o reforço, dimensões em mm.

Antes da aplicação do concreto do reforço, a superfície escarificada foi saturada e não foi usado nenhum tipo de adesivo epóxi na região da junta.

Após a realização dos ensaios, Omar (2006) verificou que os pilares reforçados na face tracionada, PT10 e PT12, apresentaram cargas de ruptura, respectivamente, 2,1 e 2,2 vezes maior que a carga de ruptura do pilar de referência (P1). Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Os pilares PT10 e PT12, romperam de maneira dúctil com escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto, à meia altura do pilar. Nos pilares PT10 e PT12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

Os pilares PC45T10 e PC45T12, apresentaram cargas de ruptura, respectivamente, 4,9 e 4,8 vezes superiores à carga de ruptura do pilar de referência (P1). Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Os pilares PC45T10 e PC45T12, romperam de maneira frágil sem o escoamento da armadura tracionada e com esmagamento do concreto, à meia altura do pilar. Nos pilares PC45T10 e PC45T12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

Os pilares PC35 e PC55 apresentaram carga de ruptura, respectivamente, 2,9 e 3,9 vezes a carga de ruptura do pilar de referência (P1). Esse ganho ocorreu devido ao aumento da seção transversal.

Apenas os pilares reforçados na face comprimida (PC35 e PC55) apresentaram deslocamento do concreto do reforço, indicando que a aderência do concreto novo com o velho deve ser melhorada.

Apesar do deslocamento do concreto, os pilares reforçados na face comprimida, apresentaram ganho de resistência maior do que os reforçados na face tracionada. Estes resultados indicam um aumento considerável na capacidade portante da peça, quando o reforço é feito na face comprimida do pilar.

Omar (2006) concluiu que o uso do concreto auto-adensável como material para reforço foi satisfatório. A seção de reforço foi moldada sem que houvesse a segregação e o aparecimento de “brocas”. Quanto à aderência, o CAA do reforço trabalhou em conjunto com o concreto do substrato aumentando a capacidade portante dos pilares reforçados, ocorrendo deslocamento apenas para os pilares que foram reforçados somente na face comprimida.

2.5.2 Sahb (2008)

Sahb (2008), dando seguimento ao trabalho de Omar (2006), realizou um programa experimental de reforço em pilares com concreto auto-adensável usando as mesmas dimensões adotadas por Omar (2006), (Figura 2.10), tendo como objetivo principal evitar o deslocamento do concreto do reforço na região comprimida do pilar, quando submetidos à flexo-compressão reta.

Os pilares foram reforçados na face comprimida com uma camada de 35 mm de concreto auto-adensável e uso de chumbadores de expansão mecânica do tipo parafuso parabolt como mostra a Figura 2.11. A variável utilizada foi a taxa de conectores de cisalhamento.

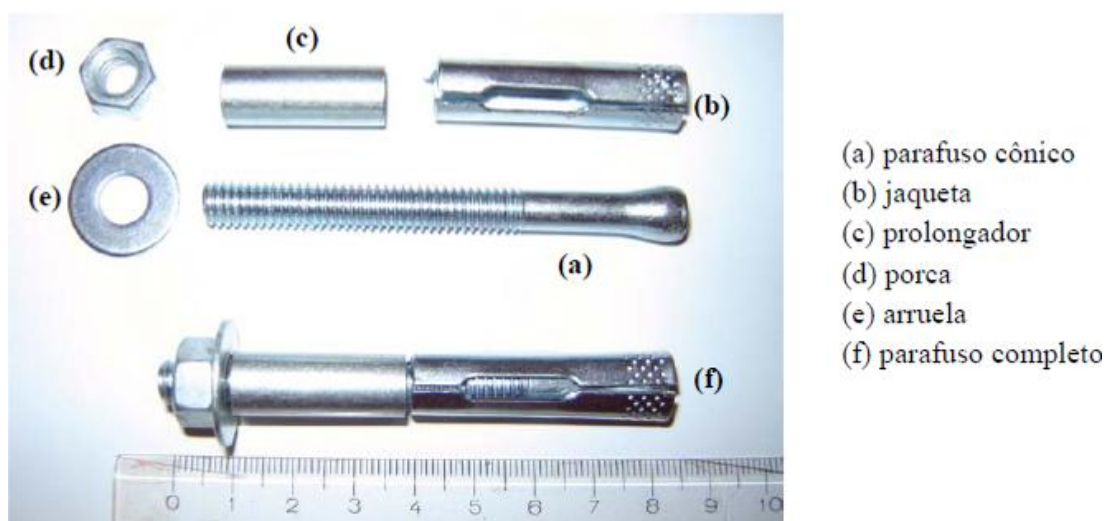


Figura 2.11 – Modelo do conector de cisalhamento utilizado por SAHB, (2008)

Na primeira série (Série PA) foram ensaiados seis pilares, sendo um original sem reforço, um monolítico em concreto convencional e quatro reforçados. Na segunda série (Série PB) foram ensaiados quatro pilares, sendo um monolítico em concreto auto-adensável e três reforçados. A Tabela 2.3 apresenta a descrição dos pilares ensaiados.

Sahb (2008) observou que todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior à carga do pilar original de referência, confirmando o bom desempenho do método de reforço adotado. Nos pilares PA-R, PA-R3, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4d e PB-R9d a ruptura foi do tipo frágil, com deslocamento da camada de reforço, entretanto esse deslocamento foi retardado com o aumento da taxa de conectores de cisalhamento. O pilar com a maior taxa de conectores de cisalhamento rompeu com deslocamento da camada de reforço e também foi evidenciada tendência de esmagamento do concreto na região central do pilar.

Todos os pilares reforçados tiveram seus deslocamentos horizontais reduzidos. Com o acréscimo da taxa de conectores de cisalhamento houve redução de deslocamento, provavelmente em função do aumento da rigidez do elemento. Tomando o pilar PB-M, como referência, Sahb (2008) concluiu que o pilar que apresentou deslocamento mais semelhante foi o PB-R9-8, que continha a maior taxa de conectores de cisalhamento.

Tabela 2.3 – Descrição dos pilares ensaiados por Sahb (2008)

Nome	Série	Descrição
PA-Ref	A	Pilar original (120x250) mm
PA-M	AA	Pilar monolítico moldado com concreto convencional
PA-R	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração
PA-R3	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; três linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 600 mm
PA-R5	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; cinco linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 300 mm
PA-R9	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm
PB-M	BB	Pilar monolítico em concreto auto-adensável com armadura de combate à retração
PB-R5-4d	BB	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; cinco linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 300 mm e quatro linhas intermediárias com um conector de mesmo diâmetro; com um dente de 30 mm entre o reforço do pilar e a mísula do consolo
PB-R9d	BB	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm; com um dente de 30 mm entre o reforço do pilar e a mísula do consolo
PB-R9-8	BB	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm e oito linhas intermediárias com um conector de mesmo diâmetro

Comparando os pilares reforçados sem o uso de conectores de cisalhamento, foi observado que em todos os casos houve diminuição de deslocamentos horizontais.

Nos pilares reforçados, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4d e PB-R9d, houve uma mudança na solicitação, ou seja, ao invés de as armaduras serem tracionadas, passaram a ser

comprimidas, demonstrando que o reforço enrijeceu o elemento combatendo a flexão. Nos pilares reforçados, as armaduras situadas na face mais tracionada ou menos comprimida não atingiram o escoamento à tração, uma vez que, exceto para os pilares PA-R3 e PB-R9-8 foram comprimidas.

Sahb (2008) observou que os pilares monolíticos PA-M e PB-M apresentaram esmagamento do concreto, bem como o pilar original de referência PA-Ref. Dos pilares reforçados, o PB-R9-8 registrou deformação característica do esmagamento do concreto na face mais comprimida, porém não se pode concluir que ele tenha rompido por esmagamento, uma vez que ocorreu o deslocamento da camada de reforço na carga última. Nos demais pilares reforçados não foi evidenciado o esmagamento do concreto, todavia os diagramas apontam certa tendência.

Sahb (2008) concluiu que o concreto auto-adensável é viável quando utilizado como material de reforço, no entanto, sua utilização requer maiores cuidados com as propriedades dos seus materiais constituintes e de sua dosagem. Os conectores de cisalhamento utilizados apresentaram bom desempenho, e nenhum rompeu por cisalhamento.

2.5.3 Nascimento (2009)

Nascimento (2009), dando prosseguimento aos trabalhos realizados por Omar (2006) e Sahb (2008) moldou nove pilares reforçados com concreto auto-adensável na região comprimida e submetidos à flexo-compressão reta. Na região da interface de ligação foram usados conectores de forma a garantir a união entre o reforço e substrato, a fim de evitar o deslocamento do concreto do reforço como evidenciado nas pesquisas de Omar (2006) e Sahb (2008).

Para cada pilar reforçado a localização desses conectores foi diferenciada, com a finalidade de se obter uma ligação satisfatória, de forma a favorecer o trabalho monolítico da peça e evitar a ruptura do pilar pelo deslocamento do reforço.

O pilar P1, original de referência, com seção transversal de 120 x 250 mm (Figura 2.10), representa a peça original em concreto convencional sem nenhum tipo de reforço. O pilar P2, denominado monolítico de referência, representa o limite superior de resistência e modo de ruptura que um pilar reforçado, com as mesmas características, deveria alcançar. A Figura 2.12 apresenta as seções transversais dos pilares ensaiados por Nascimento (2009).



Figura 2.12 – Características das seções transversais dos pilares ensaiados por Nascimento (2009), dimensões em mm

Para aumentar a resistência ao cisalhamento na ligação entre os dois concretos, foram abertos sulcos na face comprimida, de forma que a armadura transversal do pilar ficasse descoberta em uma posição pré-escolhida, permitindo que o conector do reforço fosse amarrado ao estribo original da peça. A Figura 2.13 apresenta as características geométricas do conector utilizado por Nascimento (2209)

Os sulcos tiveram sua quantidade e localização variada nos modelos reforçados. A simples existência dos sulcos colaborou para haver ganho de resistência, contribuindo com a aderência entre os concretos do substrato e reforço.

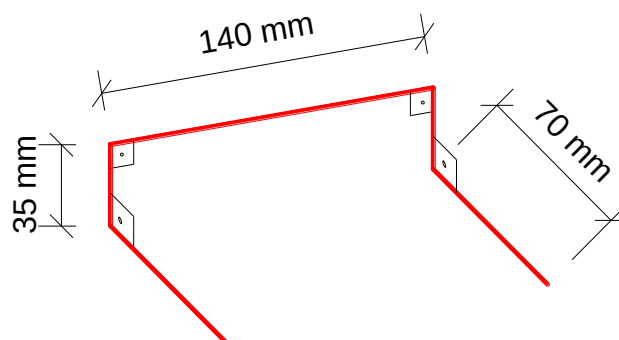


Figura 2.13 – Conector utilizado no reforço dos pilares

Para a concretagem do reforço, a superfície foi escarificada, em toda a face comprimida, utilizando-se a técnica do jato de areia.

Após o procedimento de escarificação, os sulcos para colocação dos conectores foram abertos. As Figuras 2.14 e 2.15 mostram respectivamente, o procedimento de abertura dos sulcos e os conectores já posicionados e amarrados aos estribos para serem concretados.



Figura 2.14 – Processo de execução dos sulcos para colocação dos conectores



Figura 2.15 – Colocação dos conectores do reforço

Nascimento (2009) conclui que não só a quantidade, mas principalmente a localização dos conectores utilizados na ligação entre substrato e reforço, são imprescindíveis para um bom resultado de ganho de resistência e modo de ruptura, visto que quanto mais próximo do centro estiver localizado o conector maior é o deslocamento horizontal medido à meia altura do pilar.

Reforçar um pilar submetido à flexo-compressão com conectores mais afastados do centro possibilita que os valores das cargas de ruptura desejáveis sejam devidamente alcançados, embora não garanta um modo de ruptura seguro. Para tanto, é necessário que seja respeitado um espaçamento mínimo entre os conectores do reforço, que vão garantir o

trabalho monolítico da peça, possibilitando uma ruptura sem deslocamento do concreto do reforço.

Com o bom desempenho alcançado pelo pilar reforçado P8, acredita-se que o valor do espaçamento a ser utilizado, para as condições apresentadas em seu trabalho, seja de no máximo 250 mm.

2.5.4 Rocha (2010)

Com a intenção de contribuir e complementar o desenvolvimento da pesquisa apresentada nesta dissertação, Rocha (2010) ensaiou e analisou o comportamento de seis vigas sendo três monolíticas, e três reabilitadas pela técnica do encamisamento na face comprimida, mediante o uso de conectores de tipo “I” seguindo a mesma proposta de reforço estudada nesta dissertação.

A variável de estudo de Rocha (2010) foi o valor da área de aço usada nos conectores de cisalhamento responsáveis por evitar o deslocamento entre concreto novo e substrato. No caso, foram ensaiadas vigas com áreas de 5,00 cm²/m e de 2,50 cm²/m, e uma viga sem nenhum tipo de conector. A Tabela 2.4 apresenta a nomenclatura e descrição das vigas de Rocha (2010).

Tabela 2.4 – Nomenclatura e descrição das vigas de Rocha (2020)

Peça	Descrição
VM1	Viga monolítica de referência, h= 25 cm, concreto do substrato
VM2	Viga monolítica de referência, h= 40 cm, concreto do substrato
VM3	Viga monolítica de referência, h= 40 cm, concreto do reforço
VR1	Viga reforçada, h= 40 cm, $A_{s, \text{conectores}} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
VR2	Viga reforçada, h= 40 cm, $A_{s, \text{conectores}} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
VR3	Viga reforçada, h= 40 cm, $A_{s, \text{conectores}} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m}$

Todas as vigas ensaiadas por Rocha (2010) tinham as mesmas características geométricas que as vigas ensaiadas no programa experimental dessa dissertação, a fim de aproveitar as mesma formas que foram utilizadas. Todas as vigas tinham comprimento de 2000 mm. A viga VM1 tinha seção transversal de 120 mm x 250 mm e representava uma peça com seção transversal antes da execução do reforço. As vigas VM2 e VM3 eram também

monolíticas, mas apresentavam uma seção transversal de 120 mm x 400 mm. Estas últimas vigas tinham a finalidade de indicar o comportamento que as peças reforçadas deveria apresentar caso a intervenção realizada fosse eficiente.

Todas as vigas reforçadas ou não apresentaram a armadura longitudinal tracionada composta por duas barras de $\varnothing 16$ mm, ($A_{sl} = 4,02 \text{ cm}^2$), armadura transversal composta por estribos de dois ramos de $\varnothing 6,3$ mm de diâmetro espaçados a cada 11 cm, ($A_{sw} = 2,84 \text{ cm}^2/\text{m}$), e armadura porta-estribo composta por duas barras de $\varnothing 5,0$ mm de diâmetro.

As Figuras 2.16 e 2.17 mostram respectivamente, o posicionamento dos conectores de cisalhamento das vigas VR2 e VR3, e a Figura 2.18 apresenta a seção transversal e detalhe da armadura das vigas ensaiadas por Rocha (2010).

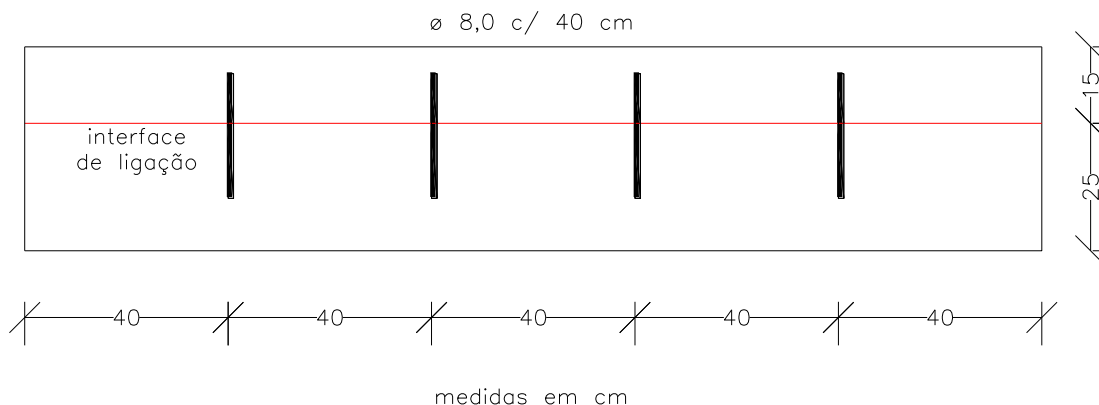


Figura 2.16 – Posicionamento dos conectores no substrato da viga VR2 antes da concretagem do reforço

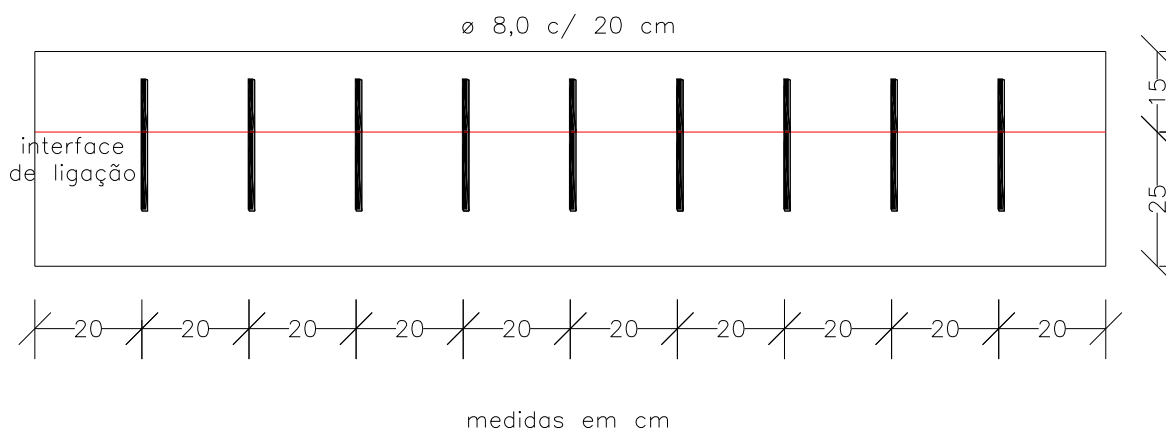


Figura 2.17 – Posicionamento dos conectores no substrato da viga VR3 antes da concretagem do reforço

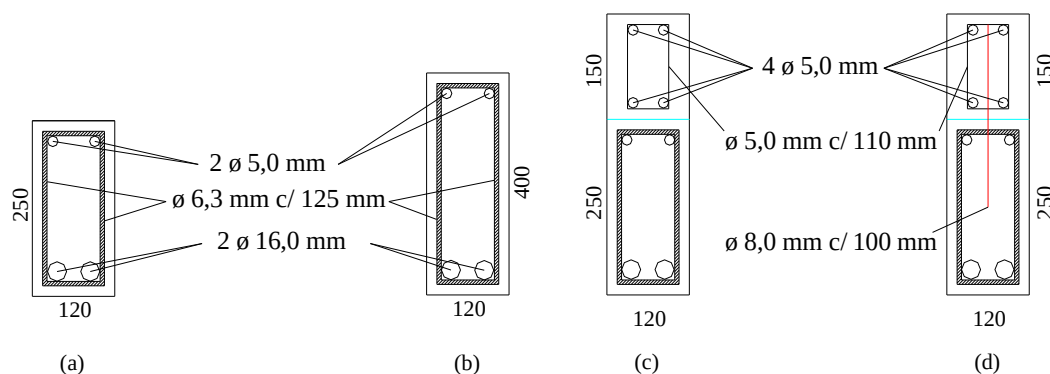


Figura 2.18 – Seção transversal das vigas ensaiadas por Rocha (2010): (a) VM1, (b) VM2 e VM3 e (c) VR1 e (d) VR2 e VR3.

As vigas reforçadas de Rocha (2010), apresentaram força de ruptura superior à força de ruptura das vigas monolíticas. O maior ganho de capacidade portante foi observado na viga VR3 reforçada com a maior taxa de conectores, sendo este ganho de 100%, 20% e 12 % em relação às vigas VM1, VM2 e VM3, respectivamente.

As vigas VM1, VM2, VR2 e VR3 romperam por escoamento do aço tracionado seguido de um possível esmagamento do concreto. A viga VM3 apresentou ruptura somente por escoamento do aço tracionado. A viga reforçada VR1, sem conectores, apresentou ruptura por escoamento do aço tracionado seguida de perda parcial da aderência entre os concretos.

A Figura 2.19 apresenta o diagrama força x flecha das vigas de Rocha (2010).

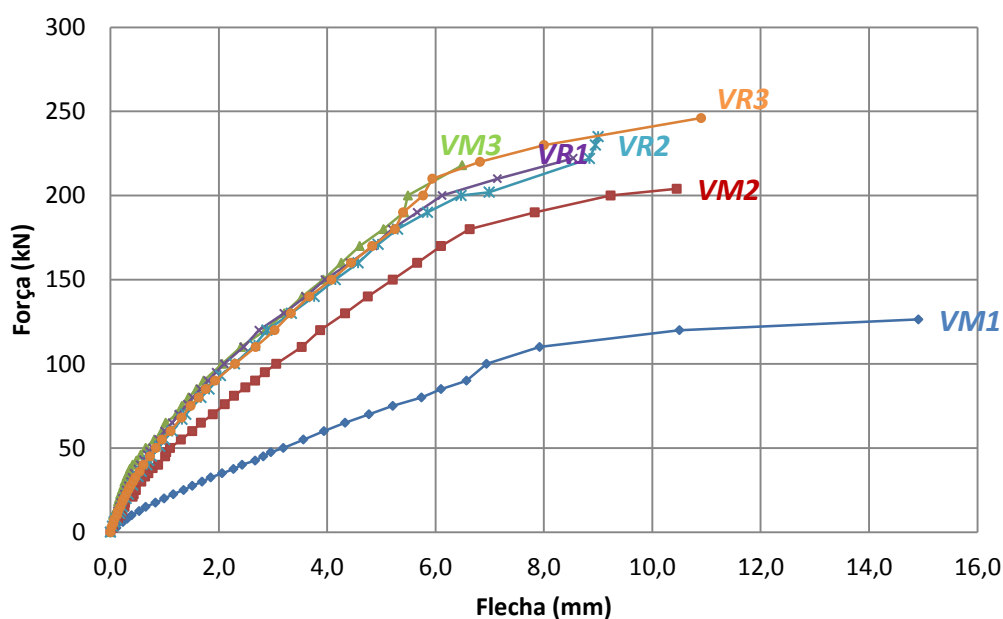


Figura 2.19 – Diagrama força x flecha das vigas de Rocha 2010

Em função dos resultados obtidos, Rocha (2010) concluiu que:

- Os deslocamentos das vigas reforçadas estiveram dentro do intervalo de deslocamentos observados nas vigas monolíticas;
- Todas as vigas romperam por flexão;
- Todas as vigas reforçadas atingiram força de ruptura maior que a capacidade portante da VM3, indicando um bom desempenho do reforço executado;
- Apesar da viga VR1 apresentar bom resultado na carga de ruptura, seu modo de ruptura com deslocamento não foi satisfatório por representar um tipo de ruptura frágil;

2.5.5 Santos (2006)

Com intuito de investigar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela adição de concreto e aço apenas na zona tracionada de concreto, foram moldadas quatro vigas que tinham inicialmente seção transversal retangular de 150 mm x 400 mm e 4500 mm de comprimento. Todas as vigas foram bi-apoiadas e carregadas com uma carga no meio do vão de acordo com o esquema de ensaio da Figura 2.19.

Duas dessas vigas foram reforçadas à flexão tendo diferentes taxas de armadura de reforço, por encamisamento parcial (V1R e V2R), enquanto que as outras duas serviram como referência (REF1 e REF2). A REF2 tinha armadura de flexão próxima à armadura balanceada, já a REF1 tinha armadura de flexão aproximadamente igual à metade da REF2. Todas as vigas foram dimensionadas para romperem à flexão. Na Figura 2.20 são apresentadas as características geométricas do reforço utilizado, enquanto que nas Figuras 2.21 e 2.22 encontram-se os detalhamentos das armaduras originais e de reforço.

As vigas REF1 e REF2 foram ensaiadas em um único ciclo de carregamento, enquanto que as V1R e V2R foram submetidas a dois ensaios. No primeiro (pré-fissuração), houve dois ciclos de carregamento até uma carga de aproximadamente 80% da de ruptura teórica. No segundo, realizado com as vigas já reforçadas, as vigas foram carregadas até a

ruína em um único ciclo. Na data dos ensaios, a resistência média à compressão do concreto da viga e do reforço correspondia a 40 MPa e 32 MPa, respectivamente.

Após a pré-fissuração, as vigas V1R e V2R, foram apicoadas na região onde haveria a ligação com o reforço com auxílio de uma talhadeira elétrica. A profundidade do apicoamento foi de aproximadamente 15 mm, possibilitando a visualização das armaduras internas da viga (longitudinal de tração e transversal). Pouco antes da concretagem do reforço, a superfície das vigas onde ficaria o reforço foi umedecida com esponja.

As dimensões e a forma trapezoidal do talão de reforço visaram menor consumo de concreto e área de contato com a viga que possibilitasse a ligação adequada entre esses dois elementos. Conectores de cisalhamento de expansão mecânica na zona lateral da área de contato viga-reforço também colaboraram para melhorar a ligação viga-reforço e serviram para posicionar a armadura do reforço (Figura 2.23).

Todas as vigas romperam por escoamento da armadura longitudinal de tração (tanto da viga como do reforço), seguido do esmagamento do concreto na seção de momento máximo, ou seja, todas tiveram comportamento dúctil. A Tabela 2.5 apresenta os resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas. Observa-se que as cargas teóricas de ruptura obtidas segundo a NBR 6118:2003, a partir dos valores experimentais da resistência dos materiais são, em média, 14% inferiores às cargas de ruptura obtidas experimentalmente. A capacidade resistente das vigas foi aumentada em até 81% com a adição do reforço à flexão.

Houve redução nas deformações das barras longitudinais originais das vigas reforçadas em relação à de referência indicando que houve ação conjunta entre as armaduras da viga e do reforço.

O fato de terem sido observadas poucas fissuras na interface entre os concretos da viga e do reforço e o comportamento dos elementos reforçados em termos de flechas, deformações nas armaduras e no concreto, carga de ruptura e modos de ruína são indicadores do comportamento monolítico dos elementos reforçados.

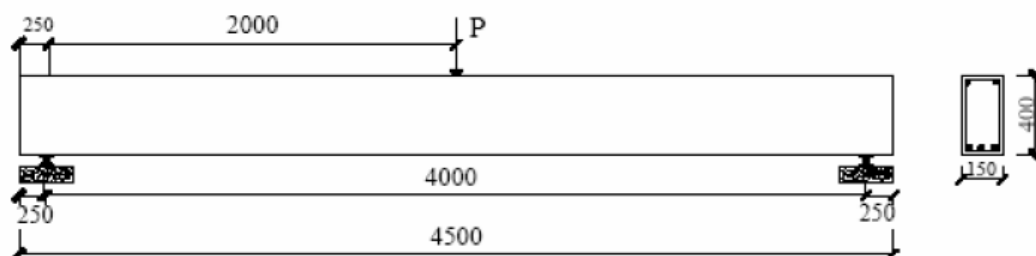


Figura 2.20 – Esquema de ensaio das vigas de Santos (2006)

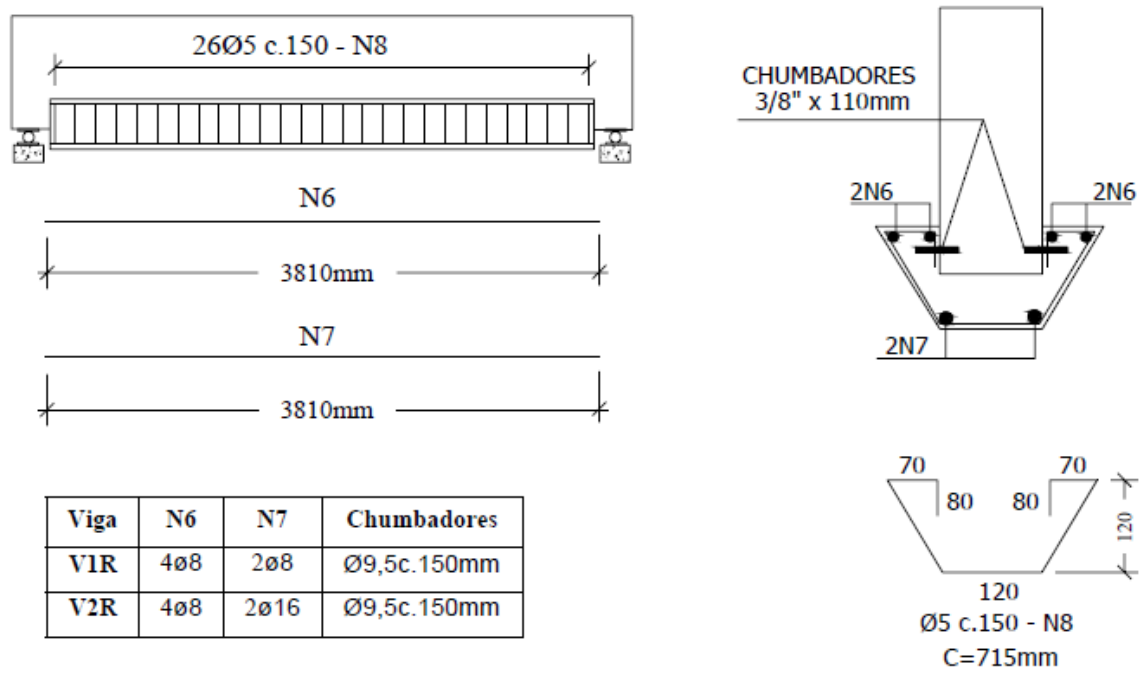


Figura 2.23 – Detalhamento das armaduras de reforço das vigas de Santos (2006)

Foi constatado que uma eficiente aderência pode ser obtida na ligação entre os concretos da viga e do reforço sem o uso de adesivo, estando a superfície do concreto da viga devidamente apicoada e apenas umedecida.



Figura 2.24 – Operação de fixação dos conectores de cisalhamento nas vigas de Santos (2006)

Tabela 2.5 – Resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas por SANTOS (2006).

Viga	ρ (%)	d (mm)	P_u (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_u$	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		

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

2.5.6 Sá (1993)

Sá (1993), com o objetivo de verificar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com o aumento da altura, especialmente na seção de ligação entre os dois concretos, moldou três séries de cinco vigas cada com as características mostradas na Figura 2.24.

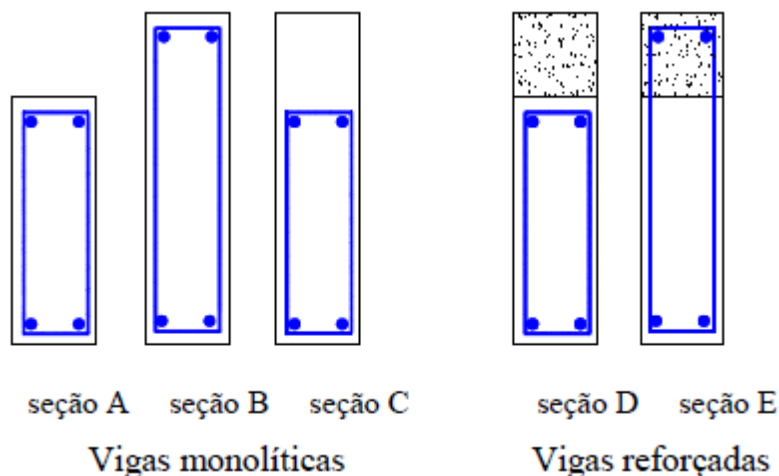


Figura 2.25 – Tipos de seção transversal das vigas ensaiadas por SÁ (1993)

A preparação do substrato das vigas reforçadas foi feita através do apicoamento manual da superfície. Em seguida, a região apicoada foi escovada, lavada e no momento da concretagem do reforço o substrato esteve sempre umedecido para reduzir ao mínimo a perda de água do novo concreto.

Em uma das vigas reforçadas, Viga E, além da preparação do substrato, foi colocada uma armadura transversal para ligar o concreto do substrato ao concreto do reforço, como mostra a Figura 2.25.

A média dos valores de carga de escoamento da armadura (P_y) e de ruptura (P_u) estão na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Resultados obtidos por Sá (1993)

VIGA	P_y (kN)	P_u (kN)
A	37,0	44,0
B	54,5	62,7
C	51,3	62,4
D	50,0	56,1
E	51,3	58,5

Sá (1993) concluiu que:

- a) Até atingir a carga de escoamento da armadura, o reforço nas vigas foi bastante eficiente, pois o comportamento das vigas D e E foi semelhante ao das vigas C e B respectivamente, e bem superior às vigas tipo A;
- b) Para cargas próximas à de ruptura há uma diferença maior entre as vigas reforçadas e monolíticas, não tendo, porém, tanto significado prático, pois as peças são dimensionadas para trabalharem em serviço;
- c) Para as condições estudadas por Sá (1993), o simples apicoamento seguido de limpeza e umedecimento do substrato, além da aplicação de um concreto bem dosado, foi suficiente para garantir uma boa aderência entre a peça a ser reforçada e o novo material de reforço, pois não houve o surgimento de fissuras horizontais na região da junta evidenciando a total transferência de esforços.

2.5.7 Ando e Moreno (2000)

Ando e Moreno (2000) tiveram como principal objetivo um estudo sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pelo acréscimo de altura no

banzo comprimido. Duas vigas de concreto armado com dimensões e armaduras transversal e longitudinal idênticas foram executadas (VT e VR-PRÉ). Uma camada de concreto de 5 cm de altura foi adicionada ao banzo comprimido de uma delas. Uma terceira viga (VR-PÓS) foi executada com as características finais da viga reforçada anterior.

A viga VT foi concretada em uma única etapa com concreto de resistência à compressão de 35 MPa com seção transversal (15x20) cm. A viga VR-PRÉ, (15x20) cm, também foi concretada de uma só vez, mas com concreto de 35 MPa (concreto do substrato) para os 15 centímetros acima da face inferior da viga e 75 MPa (concreto do reforço) para os 5 cm restantes.

A viga VR-PÓS (15x25) cm foi executada em duas etapas, sendo uma para cada tipo de concreto. Vinte oito dias após a concretagem da primeira etapa, o substrato foi perfurado para a colocação de uma armadura transversal de conexão com a finalidade de conectar a armadura transversal já existente à camada de reforço.

A armadura longitudinal destas duas vigas foi constituída por três barras de 20,0 mm de diâmetro, aço CA50. A tensão de escoamento, f_y , de 515,8 MPa, deformação de início de escoamento, ε_y de 2,6 ‰ e módulo de deformação longitudinal, E_s de 202GPa .

A armadura transversal destas vigas foi constituída por estribos verticais de 6,3mm, de aço CA60, posicionados a cada 12,5 cm, tensão de escoamento, f_y , de 635,4 MPa, deformação de início de escoamento, ε_y de 5,2 ‰ e módulo de deformação longitudinal de 202,4 GPa. A Figura 2.25 apresenta a seção transversal das vigas ensaiadas.

As vigas foram dimensionadas de maneira que a situação última de ruptura fosse caracterizada pelo escoamento da armadura longitudinal, de maneira que, a ligação entre as camadas e conseqüentemente os procedimentos de ligação adotados fossem analisados de forma efetiva. A Tabela 2.7 mostra os valores de momento máximo obtidos experimentalmente em cada viga e os valores calculados teoricamente.

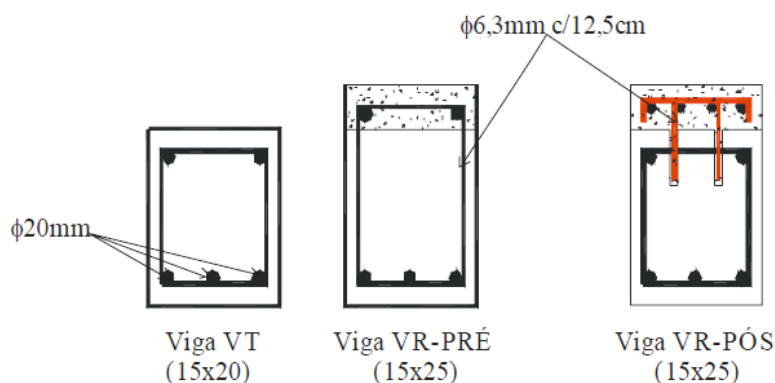


Figura 2.26 – Esquema das vigas ensaiadas por Ando e Moreno (2000)

Tabela 2.7 – Resultados obtidos por Ando e Moreno (2000)

VIGA TIPO	$M_{\text{exper.}}$ (kN.m)	$M_{\text{teórico}}$ (kN.m)	Forma de ruptura
VT	53,10	50,03	Força cortante-flexão
VR-PÓS	78,38	87,15	Força cortante-flexão
VR-PRÉ	78,11	87,15	Força cortante-flexão

Para a viga VT, a ruptura se deu por escoamento da armadura longitudinal antes que a armadura transversal iniciasse seu escoamento, enquanto que as vigas reforçadas romperam por força cortante - flexão, com escoamento da armadura transversal antes da longitudinal, seguido pelo esmagamento do concreto da região comprimida na extremidade da fissura de cisalhamento que evoluiu até o ponto de aplicação do carregamento.

Deste modo, a diferença observada para a ruptura das vigas reforçadas e sem reforço foi em relação ao início de escoamento da armadura transversal – na viga testemunho (VT). Esta armadura iniciou seu escoamento depois do início de escoamento da armadura longitudinal e nas vigas reforçadas este início de escoamento se deu antes do início de escoamento da armadura longitudinal.

Ando e Moreno (2000) concluíram que:

- a) A viga reforçada de acordo com os procedimentos propostos neste trabalho teve sua capacidade resistente à flexão aumentada em aproximadamente 46% em relação à viga não reforçada (VT);
- b) A diferença entre os momentos últimos, teórico e experimental, obtidos para a viga reforçada deve-se ao fato de que, nessa viga, a armadura transversal entrou em escoamento antes da armadura longitudinal, reduzindo a capacidade resistente à flexão esperada para tal viga reforçada. No caso dessa viga, o reforço à flexão deveria ter sido acompanhado por um reforço ao esforço cortante; se assim fosse feito, certamente o momento último experimental teria se aproximado do valor teórico esperado (escoamento da armadura longitudinal);
- c) Os procedimentos adotados em relação ao dimensionamento da armadura transversal de conexão e sua colocação (ancoragem foi incrementada com o

emprego de adesivo epóxi) foram eficientes pois o comportamento das vigas VR-PRÉ e VR-PÓS foi idêntico em relação à evolução das tensões na armadura longitudinal e aos deslocamentos verticais, mesmo que não tenha sido feita qualquer preparação do substrato e colocação de adesivo estrutural para incremento de aderência entre os dois concretos;

- d) A aderência entre concreto novo e velho foi garantida devido à utilização de sílica ativa na produção do concreto do reforço e à maneira como foi preparado o substrato para o recebimento do novo material: escarificação manual e limpeza, sem a utilização de qualquer adesivo epóxi entre as camadas.

2.5.8 Reis (2003)

Reis (2003) estudou o reforço de vigas “T” de concreto armado através da adição de armadura longitudinal ao bordo tracionado envolvida por um material compósito de argamassa com fibras curtas de aço, e pela aplicação de uma capa de 3 cm espessura de microconcreto de alta resistência à face comprimida. No entanto para este trabalho será detalhada apenas a segunda técnica de reforço realizada por Reis (2003).

No reforço pela face comprimida, Reis (2003) ensaiou três vigas T, denominadas VFC1, VFC2 e VFC3 com mesmas dimensões e taxas de armadura. Tais vigas foram submetidas, primeiramente a um pré-carregamento de longa duração (ensaio intermediário) e posteriormente a um carregamento monotônico de curta duração (ensaio final). Suas respectivas vigas originais são denominadas VO-3, VO-4 e VO-5. A Figura 2.28 mostra o detalhe das vigas ensaiadas.

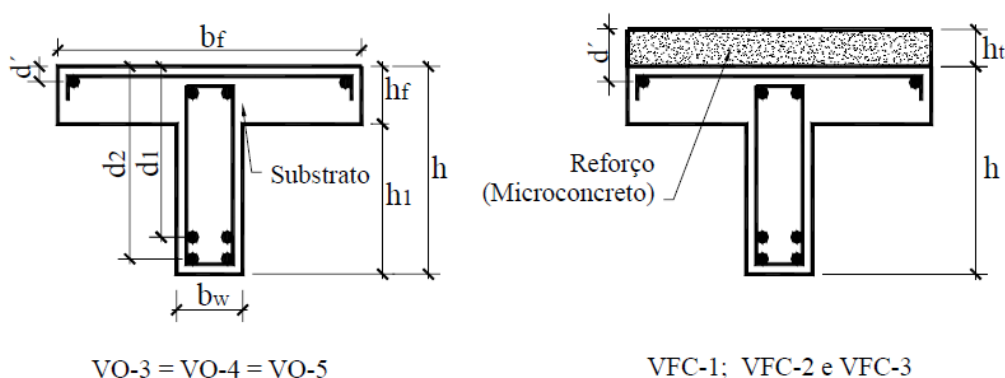


Figura 2.27 – Esquema das vigas reforçadas de Reis (2003)

As vigas VO-3, VO-4 e VO-5 eram todas vigas superamadas, projetadas para romper pelo esmagamento do concreto (domínio 4) mas que, depois de reabilitadas estas entrariam em ruína pela deformação plástica excessiva da armadura longitudinal e esmagamento do concreto (domínio 3). As vigas VFC se diferenciavam apenas em relação ao valor e ao período de tempo em que foram pré-carregadas.

Como o reforço deveria ser feito com as vigas estando carregadas, Reis (2003) idealizou um sistema no qual o pré-carregamento fosse aplicado através da protensão de uma cordoalha engraxada não aderente, passando externamente à viga e ancorada em blocos de concreto moldados em suas extremidades. Mas, como as vigas deformavam constantemente e havia o problema de relaxação dos cabos de protensão, o pré-carregamento não se mantinha constante.

A preparação da superfície para receber o reforço foi feita através da escarificação do substrato com jato d'água e limpeza da superfície com ar comprimido para retirar todo material pulverulento. Antes da concretagem o substrato foi umedecido para que não houvesse a perda água por parte do microconcreto de alta resistência.

A Tabela 2.7 apresenta os resultados de carga obtidos nos ensaios das vigas ensaiadas.

Tabela 2.8 – Cargas de serviço e ruptura dos ensaios feitos por Reis (2003)

Viga	F_{real} (kN)	$F_{\text{serviço}}$ (kN)	$F_{\text{teórico}}$ (kN)	$F_{\text{real}}/F_{\text{teórico}}$	$F_{\text{real}}/F_{\text{real-VFC-2}}$	$F_{\text{real}}/F_{\text{teórico-VO}}$	Modo de Ruptura
VO	-	54,5	78,6	-	-	-	domínio 4
VFC-1	153,0	90,9	146,4	1,05	0,99	1,95	domínio 3
VFC-2	154,4	90,9	146,4	1,05	1,00	1,96	domínio 3
VFC-3	147,2	90,9	146,4	1,00	0,95	1,87	domínio 3

F_{real} - força real de ruptura observada nos ensaios das vigas;

$F_{\text{serviço}}$ e $F_{\text{teórico}}$ - força estimada de serviço e de ruptura respectivamente obtidas a partir da NBR-6118:1978 utilizando valores característicos de resistência dos materiais;

$F_{\text{real-VFC-2}}$ - força real de ruptura observada no ensaio da viga VFC-2 (sem pré-carregamento);

$F_{\text{teórico-VO}}$ - força estimada de ruptura da viga original antes do reforço VO;

Reis obteve as seguintes conclusões sobre o comportamento das vigas reforçadas pelo acréscimo de uma camada de microconcreto na face comprimida:

- O pré-carregamento aplicado nas vigas VFC-1 e VFC-3 aparentemente não afetaram suas capacidades portantes, pois ambas romperam com uma carga próxima à da viga reforçada não previamente carregada (VFC-2), apresentando o mesmo modo de ruptura e o mesmo padrão de fissuração;

- Na análise dos efeitos das deformações dependentes do tempo no desempenho de peças reforçadas no bordo comprimido, a caracterização da deformabilidade do concreto tem grande importância. Tal deformabilidade pode ser determinada por expressões matemáticas através de curvas experimentais, obtidas em ensaios de fluência, retração, coeficiente de dilatação térmica, módulo de elasticidade e resistência à compressão.

- Esta técnica de reforço foi considerada bem eficiente pois com um acréscimo de uma camada de apenas 3 cm, houve um ganho de resistência médio de 93% em relação às vigas não reforçadas;

- Houve o aparecimento de fissuras horizontais na junta de ligação entre o substrato e o material de reforço, evidenciando uma perda parcial de aderência entre os dois materiais mas que, não prejudicou a resistência das peças. Tal perda foi, provavelmente, pelo fato da superfície de contato em vigas ser menor que em lajes, promovendo maiores tensões cisalhantes na região da junta;

- O dimensionamento desse tipo de reforço pode ser feito considerando uma redução das tensões no concreto comprimido em função da fluência do mesmo.

2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)

Em 1988, no Japão, foi desenvolvido um concreto de alto desempenho com uma excelente deformabilidade no estado fresco, alta resistência à segregação, capacidade de se

moldar nas fôrmas sem vibração ou compactação, passando coeso pelas armaduras. Esse concreto foi denominado Concreto Auto-Adensável (CAA).

A evolução é significativa, já que se passou do concreto convencional com quatro componentes básicos: cimento, agregados miúdo e graúdo e água, para o auto-adensável com seis componentes, somando-se a estes materiais os aditivos (superplastificantes e, ocasionalmente, modificadores de viscosidade) e os materiais finos (pozolânicos ou não)

O princípio fundamental para fabricação de concretos fluidos e resistentes à segregação é o uso de aditivos superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade, combinados com alto teor de finos, sejam eles cimento Portland, adições minerais, fílers, e/ou areia fina.

Bosiljkov⁴ (2003) *apud* Tutikian (2004) afirma que a adição de materiais finos no CAA melhora diversas propriedades, tanto no estado fresco como no estado endurecido. Esta pesquisadora acredita que os finos atuam como pontos de nucleação, ou seja, quebram a inércia do sistema, fazendo com que as partículas de cimento reajam mais rapidamente com a água, obtendo-se, assim, ganhos de resistência nas primeiras idades. Assim como, aumentando-se o pacote de partículas finas, cresce a compacidade da pasta, dificultando a penetração de agentes externos agressivos e melhorando a zona de transição.

Além disso, ao utilizar-se adições minerais em substituição a uma parte do cimento, obtém um ganho ecológico significativo, já que estes são resíduos ou subprodutos industriais e devido ao uso de aditivos superplastificantes o CAA trabalha com relação a/c menor que no concreto convencional, o que trona a estrutura mais durável.

Um concreto só será considerado auto-adensável, se três propriedades forem alcançadas: a fluidez, a coesão necessária para que a mistura escoe intacta entre barras de aço ou habilidade passante, e a resistência à segregação (European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, 2002)⁷.

O CAA permite obter altas resistências à compressão a curto e longo prazo, baixa relação a/c, baixa permeabilidade e alta durabilidade.

⁴ BOSILJKOV, V.B. SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler. In: Cement and Concrete Research, n. 33, p. 1279-1286, 2003

Fluidez é a propriedade que caracteriza a capacidade do concreto auto-adensável de fluir dentro da fôrma e preencher todos os espaços (FURNAS 2004a⁵, *apud* Tutikian 2004). Habilidade passante é a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de escoar pela fôrma, passando por entre as armaduras sem obstrução do fluxo ou segregação (FURNAS 2004b⁶*apud* Tutikian (2004)). E resistência à segregação é a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de se manter coeso ao fluir dentro das fôrmas, passando ou não por obstáculos (EFNARC 2002⁷*apud* Tutikian (2004)).

Por todos esses motivos, o uso de CAA não só no concreto do substrato, mas também como material de reforço, tem se mostrado bastante satisfatório.

⁵FURNAS. Concreto – determinação da habilidade de preenchimento do concreto autoadensável utilizando-se o cone de Abrams (slumpflowtest) – método de ensaio. Manual de qualidade, p.1-6, 2004a.

⁶ FURNAS. Concreto – determinação da habilidade de preenchimento do concreto autoadensável pelo método Kajima – método de ensaio. Manual de qualidade, p.1-7, 2004b.

⁷ EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). Specification and guidelines for self-compacting concrete. In: EFNARC. Fevereiro, 2002.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS ENSAIADAS

O programa experimental executado compreendeu o ensaio de onze vigas de concreto armado, sendo duas vigas monolíticas e nove vigas reforçadas. Todas as vigas reforçadas receberam uma camada de concreto de 150 mm de altura em todo o bordo comprimido. A Tabela 3.1 apresenta as características e nomenclatura de todas as vigas ensaiadas.

Tabela 3.1 – Nomenclatura e características das vigas.

Série	Viga	Descrição
1ª	VM25	Viga monolítica de referência antes do reforço, seção transversal 120 x 250 mm, não fissurada e esquema estático tipo “a”.
	VRI3	Viga reforçada com conector tipo "I", $A_{sc} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, não fissurada e esquema estático tipo "a".
	VRU3	Viga reforçada com conector tipo "U", $A_{sc} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, não fissurada e esquema estático tipo "a".
	VRAF3	Viga reforçada com conector tipo "AF", $A_{sc} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, não fissurada e esquema estático tipo "a".
	VM40	Viga monolítica de referência após o reforço, seção transversal 120 x 400 mm não fissurada e esquema estático tipo “a”.
2ª	VRI1A	Viga reforçada sem conectores, $A_{sc} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, sem armadura de confinamento, não fissurada e esquema estático tipo "a".
	VRI2A	Viga reforçada com conectores, $A_{sc} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}$, sem armadura de confinamento, não fissurada e esquema estático tipo "a".
	VRI2B	Viga reforçada com conectores, $A_{sc} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, pré-fissurada e esquema estático tipo "a".
	VRI1B	Viga reforçada sem conectores, $A_{sc} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, pré-fissurada e esquema estático tipo "a".
	VRI1C	Viga reforçada sem conectores, $A_{sc} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, pré-fissurada e esquema estático tipo "b".
	VRI2C	Viga reforçada com conectores, $A_{sc} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}$, com armadura de confinamento, pré-fissurada e esquema estático tipo "b".

Foram realizadas duas séries de ensaios. Os ensaios realizados na primeira série foram denominados de ensaios preliminares e as vigas foram submetidas ao esquema estático tipo “a”, conforme apresentado na Figura 3.1. Na primeira série foram ensaiadas as duas vigas monolíticas de referência, VM25 e VM40, e três vigas reforçadas, VRI3, VRU3 e VRAF3, onde a variável estudada foi o tipo de conector de cisalhamento respectivamente tipo “I”, “U” e “AF”. Os conectores tipos “I” e “U” eram formados por barra de aço nervurada e o conector tipo “AF” era um parafuso de expansão mecânica do tipo “parabolt” da marca Âncora Sistemas de Fixação. Foi mantida a mesma área de aço, $A_{sc} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$, para os três tipos de conectores. As características desses conectores são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características dos conectores de cisalhamento utilizados

Conector Tipo	$\varnothing_c$ (mm)	A_{sc} (cm ² /m)			L_{sub} (cm)	L_{ref} (cm)
"AF"	8.0 c/ 10 cm	5,0	-	-	7,0	3,5
"U"	6.3 c/12,5 cm	5,0	-	-	12,5	13,5
"I"	8.0 c/ espaçamento variável	5,0	1,25	0,0	12,5	13,5

Legenda:

$\varnothing_c$ = diâmetro do conector

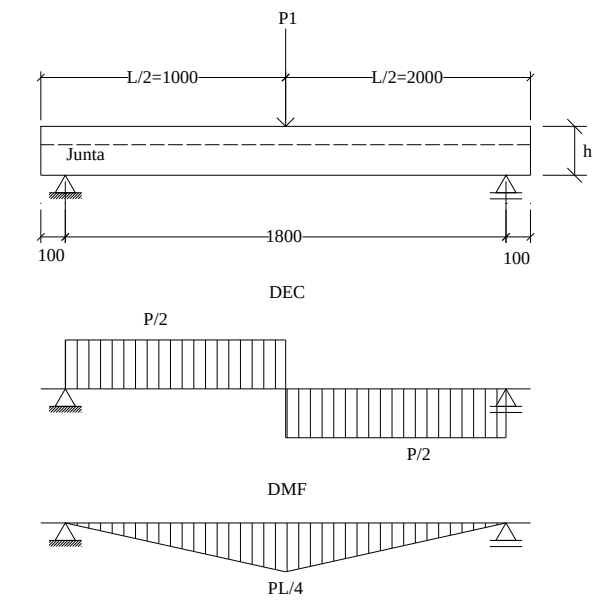
A_{sc} = área de aço dos conectores

L_{sub} = comprimento do trecho conector inserido no substrato

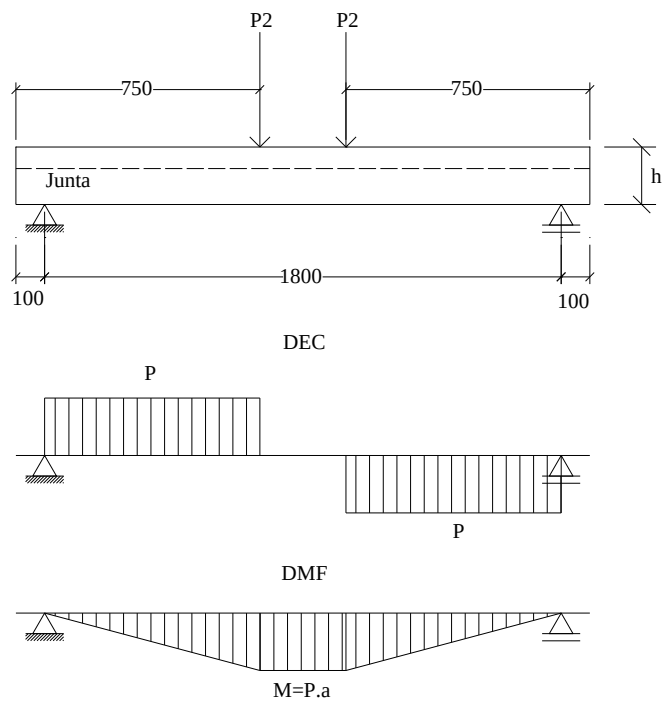
L_{ref} = comprimento do trecho conector inserido no reforço

Na segunda série foram ensaiadas seis vigas, das quais apenas as vigas VRI1C e VRI2C foram submetidas ao esquema estático tipo “b”, conforme ilustra a Figura 3.1. As variáveis estudadas foram a taxa de conectores, a influência da pré-fissuração e a presença da armadura de confinamento no concreto do reforço.

Optou-se por utilizar dois tipos de esquema estático de forma a aumentar as tensões de cisalhamento da região da junta de ligação entre os dois concretos moldados em idades distintas.



(a)



Legenda:
 Dimensões em mm
 DEC - Diagrama de Esforço Cortante
 DMF - Diagrama de Momento Fletor
 $L_{total} = 2000 \text{ mm}$
 $L_{teórico} = 1800 \text{ mm}$

(b)

Figura 3.1 – Tipos de esquemas estáticos adotados

Todas as vigas possuíam o mesmo comprimento e mesma largura, sendo respectivamente, 2000 mm e 120 mm. Para as vigas monolíticas a altura variou em função do tipo de seção transversal que representavam, sendo 250 mm para a viga monolítica de referência antes do reforço e 400 mm para a viga monolítica após o reforço. Ambas representavam uma seção transversal íntegra. Em todas as vigas reforçadas a altura passou de 250 mm antes do reforço para 400 mm após o reforço.

Quanto à área de aço foram usadas duas barras longitudinais de tração de diâmetro $\varnothing_l = 16$ mm, ($A_{sl} = 4,02$ cm²). Em relação à armadura transversal, utilizaram-se estribos de dois ramos de diâmetro $\varnothing_t = 6,3$ mm espaçados a cada 110 mm, ($A_{sw} = 2,84$ cm²/m). Também foi colocada armadura porta-estribo composta por duas barras longitudinais de diâmetro $\varnothing_e = 5,0$ mm de diâmetro para todas as vigas reforçadas e monolíticas.

Foi usado ainda uma armadura adicional na região do reforço denominada de armadura de confinamento, para as vigas VRI3, VRAF3, VRI1B, VRI1C, VRI2B e VRI2C, com o objetivo de confinar o concreto nessa região. Na viga reforçada com conector tipo “U”, VRU3, devido à geometria do próprio conector, optou-se por não usar armadura de confinamento, acreditando que essa função já era exercida pelo próprio conector.

Os conectores tipo “I” e “U” formam formados por uma barra nervurada em formato de “I” e “U” invertido, respectivamente. O conector tipo “AF” é um parafuso do tipo “parabolt” de expansão mecânica e diâmetro 8.0 mm, do mesmo tipo usado por Sahb (2008) e Risso (2008).

Os conectores tipo “I” e “U” foram fixados nas vigas com uso de adesivo epóxi e o conector tipo “AF” foi fixado mediante expansão mecânica provocada pelo aperto da porca no parafuso. A Figura 3.6 mostra os conectores tipo “I” e “U” e a Figura 3.7 mostra o conector tipo “AF”.

A Figura 3.2 apresenta a seção transversal e detalhe das armaduras de todas as vigas ensaiadas. A Figura 3.3 apresenta a armação do substrato das vigas e as Figura 3.4 e 3.5 apresentam, respectivamente, a armadura de confinamento posicionada na forma e o detalhe dessa armadura, antes da concretagem e as Figuras 3.6 e 3.7, apresentam respectivamente, a forma dos conectores utilizados.

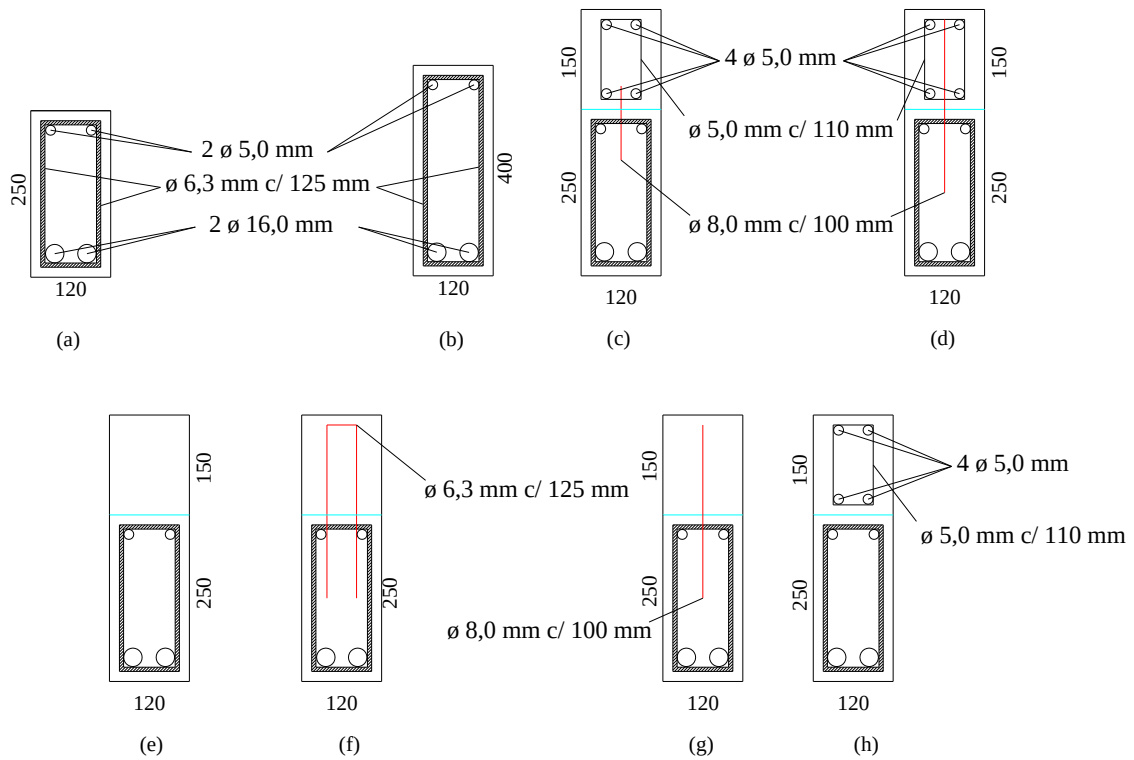


Figura 3.2 – Seção transversal e detalhamento da armadura das vigas: (a) VM25; (b) VM40; (c) VRAF3; (d) VRI3; (e) VRI1A; (f) VRU3; (g) VRI2A e (h) VRI1B e VRI1C

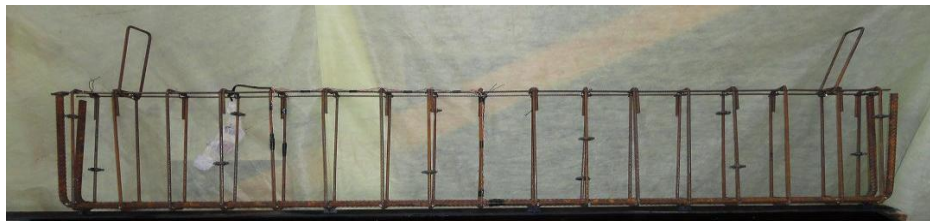


Figura 3.3 – Armadura do substrato das vigas

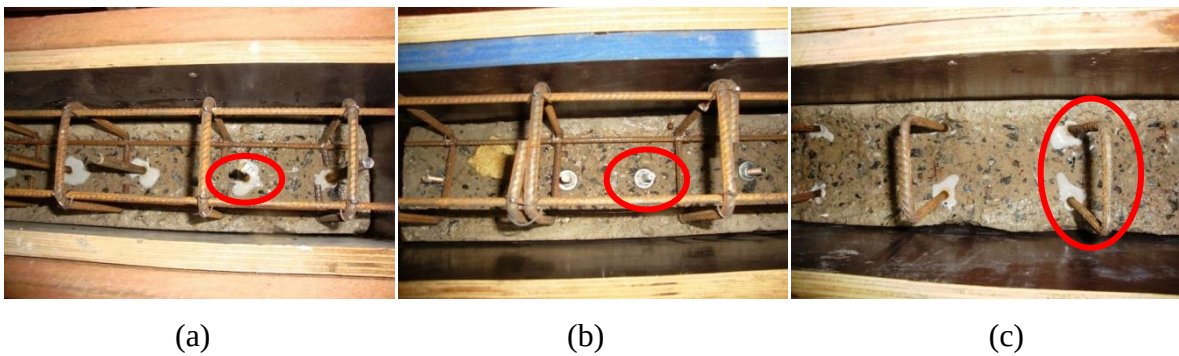


Figura 3.4 – Armadura de confinamento do concreto na região do reforço. (a) Armadura de confinamento para conector Tipo “I”. (b) Armadura de confinamento para conector Tipo “AF”. (c) Conector Tipo “U”, exercendo também a função de confinar o concreto



Figura 3.5 – Posicionamento da armadura de confinamento



Figura 3.6 – Conectores tipo ‘I’ e ‘U’



Figura 3.7 – Conector tipo ‘AF’ – parafuso parabolt de expansão mecânica

3.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Foram feitas quatro concretagens, sendo duas referentes ao substrato e duas referente ao reforço. Para cada concretagem, foram verificadas as propriedades mecânicas em corpos de prova cilíndricos de dimensões 150 mm x 300 mm ensaiados à compressão simples conforme NBR 5739:2007 para obtenção da resistência mecânica à compressão e módulo de elasticidade longitudinal do concreto e à tração por compressão diametral, conforme NBR 7222:2010 para obtenção da resistência à tração do concreto.

As Figuras 3.8, 3.9 e 3.10 apresentam, respectivamente, os gráficos da resistência à compressão x idade, resistência à tração x idade e módulo de elasticidade x idade para todas

as concretagens, que foram denominadas de Traço 1, 2, 1A e 1B em função da ordem cronológica em que foram realizadas.

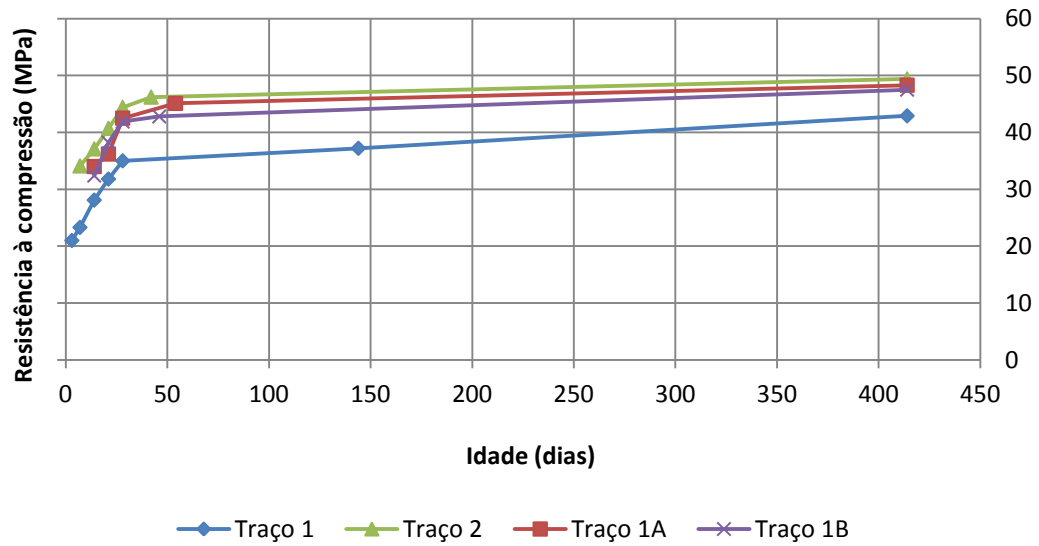


Figura 3.8 – Diagrama resistência à compressão x idade

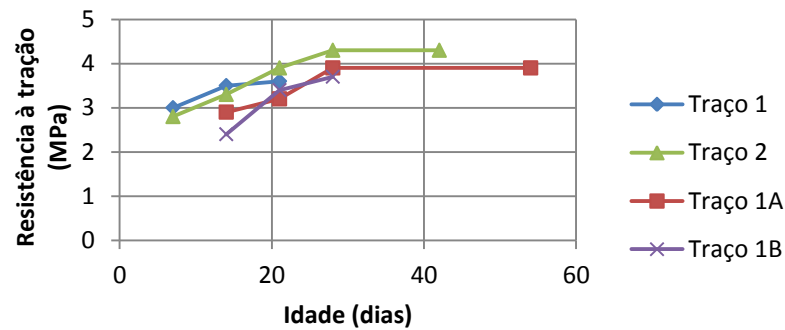


Figura 3.9 – Diagrama resistência à tração x idade

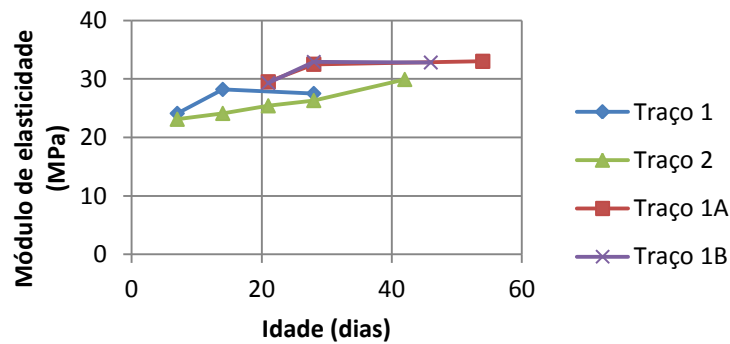
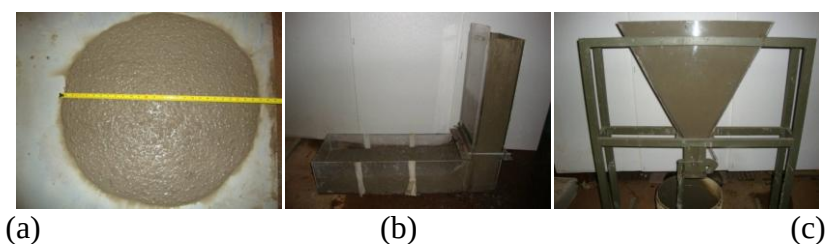


Figura 3.10 – Diagrama módulo de elasticidade x idade

Tabela 3.4 – **Proporção dos materiais utilizados no traço 2**

Materiais	Quantidade p/m ³ de concreto
Cimento	453 Kg
Filler	263 Kg
Areia artificial	779 Kg
Brita 0	611 Kg
Água	235 Kg
Aditivo polifuncional	3,62 Kg (0,8% da massa de cimento)
Aditivo superplastificante	2,72 Kg (0,6% da massa de cimento)

Foram realizados três ensaios para medir a trabalhabilidade, a fluidez e a habilidade passante do CAA em todas as concretagem, sendo eles: *SlumpFlow*, *L-Box* e *V-Funnel* (Figura 3.11) a fim de verificar se os concretos usados nas vigas realmente podiam ser classificados como CAA, fato esse que foi comprovado. Os resultados desses ensaios estão apresentados nas Tabelas 3.5, 3.6 e 3.7.

Figura 3.11 – Ensaio do CAA.(a) *SlumpFlow*; (b) *L Box*; (c) *V-Funnel*Tabela 3.5 – **Resultados do ensaio L-Box**

Traço	h_1 (cm)	h_2 (cm)	$RB=h_2/h_1$	T_{20}	T_{40}
1	10,4	8,4	0,81	1''	3''
1A	10,0	8,5	0,85	1''	2''
2	10,0	9,0	0,90	1''	2''
1B	9,3	7,7	0,83	1''	2''

h_1 : Altura que o concreto permanece no início da caixa L

h_2 : Altura que o concreto atinge na extremidade da caixa L

$RB=h_2/h_1$: Relação de bloqueio

T_{20} : Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 20 cm

T_{40} : Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 40 cm

Referências de leitura:

$0,8 \leq RB \leq 0,9$

$0,5 \leq T_{20} \leq 1,5$

$2 \leq T_{40} \leq 6$

Tabela 3.6 – Resultados do ensaio V-Funnel

Traço	Tempo de escoamento 1º Teste	Tempo de escoamento 2º Teste
1	6''	8''
1A	7''	9''
2	7''	8''
1B	6''	9''

É considerado como final do escoamento quando escoar o último volume que preenche completamente a boca do funil. Para este ensaio adota-se como parâmetro de tempo mínimo e máximo 5 e 15 cm, respectivamente.

Tabela 3.7 – Resultados do ensaio Slump-Flow

Traço	Circunferência (cm)	Parâmetro (cm)
1	70	65-80
1A	72	
2	67	
1B	65	

3.3 PROPRIEDADES DO AÇO

A caracterização do aço usado na armadura longitudinal e transversal, conectores e armadura de confinamento, foi obtida pelo ensaio à tração simples de acordo com as recomendações da NBR 6152:2002. A Tabela 3.9 apresenta os valores de tensão de escoamento para cada bitola utilizada.

Tabela 3.8 – Características das barras de aço utilizadas

Ø (mm)	ϵ_y (mm/m)
5,0	5,40
6,3	5,20
8,0	4,03
16,0	3,02

3.4 INSTRUMENTAÇÃO

Para monitorar o comportamento das vigas durante os ensaios, foram feitas medições de deformações da armadura longitudinal de tração, da armadura transversal, da armadura de confinamento, dos conectores e do concreto, bem como a medida dos deslocamentos verticais (flechas) e horizontais (deslizamentos ao longo da junta de ligação entre o substrato e o reforço).

Os pontos instrumentados, tanto nas armaduras quanto no concreto, foram definidos com base nos esquemas estáticos das vigas apresentados na Figura 3.1. Os extensômetros posicionados na armadura foram denominados de EA e os extensômetros posicionados no concreto foram denominados de EC. A Figura 3.13 apresenta a instrumentação da armadura e do concreto das vigas.

As barras longitudinais de tração foram instrumentadas na face inferior, no meio do vão, esses extensômetros foram denominados de EA1 e EA2. Em relação aos estribos, foi instrumentado apenas um estribo por viga na face externa à meia altura em cada ramo, esses extensômetros foram denominados de EA3 e EA4. Com relação à armadura de confinamento, foram instrumentadas as duas barras longitudinais superiores na face inferior, esses extensômetros foram denominados de EA5 e EA6. Os conectores foram instrumentados imediatamente acima da junta de ligação, esses extensômetros foram denominados de EA7 e EA9.

Para medir os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais (deslizamentos na junta) foram usados relógios comparadores digitais medidores de deslocamento, ver Figura 3.12. A Figura 3.14 apresenta a posição dos relógios comparadores, sendo que nas vigas reforçadas foram instalados relógios comparadores ao longo da junta de ligação e a Figura 3.15 apresenta a instrumentação dos conectores tipo “I”.



Figura 3.12 – Detalhe da instrumentação usada para medir o deslocamento vertical

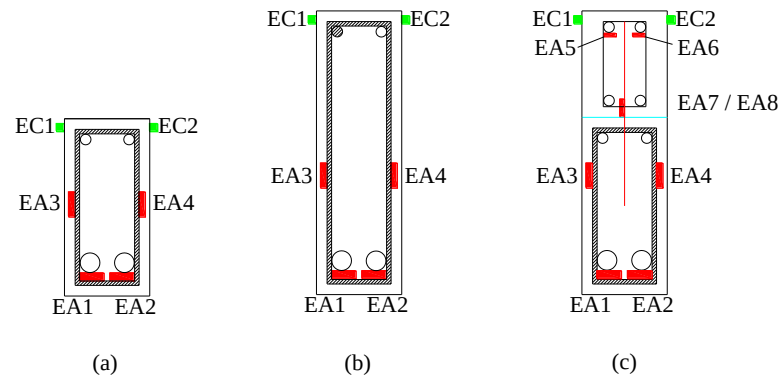


Figura 3.13 – Posicionamentos dos extensômetros na armadura e no concreto: (a) VM25; (b) VM40; (c) Vigas reforçadas

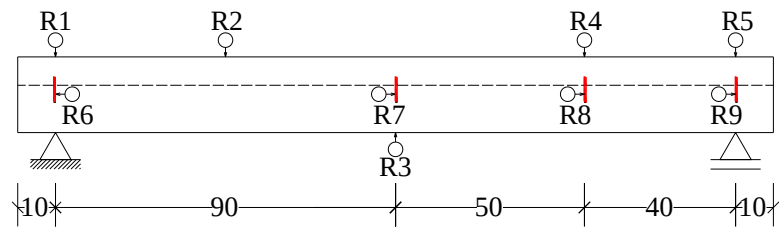


Figura 3.14 – Posicionamento dos relógios digitais comparadores, unidades em cm

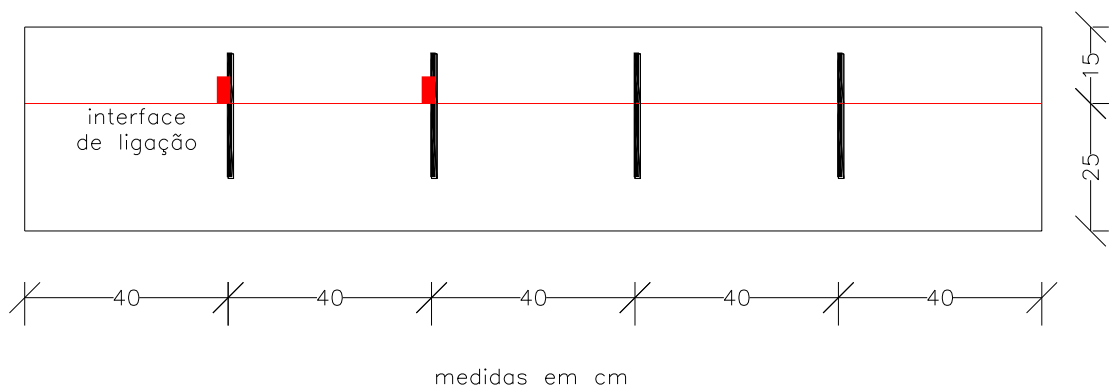


Figura 3.15 – Instrumentação dos conectores de cisalhamento tipo "I"

3.5 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Para a concretagem do substrato e reforço das vigas referentes aos traços 1 e 2 foram usadas formas metálicas com duas divisões internas em compensado resinado plastificado de 18 mm de espessura, de maneira que em cada forma fosse concretada três vigas, como mostra a Figura 3.15. As formas receberam uma camada de desmoldante, para garantir perfeita desforma das peças e maior durabilidade das formas.



Figura 3.16 – Formas usadas na primeira série de concretagem

Para a concretagem do substrato e reforço das vigas referentes ao traço 1A e 1B foram usadas formas individuais feitas em compensado resinado plastificado de 18 mm, nas dimensões finais de cada peça, como mostra a Figura 3.16.



Figura 3.17 – Formas usadas na segunda série de concretagem

O reforço foi realizado nas seguintes etapas: tratamento da superfície, posicionamento dos conectores de cisalhamento, colocação da armadura de confinamento e concretagem. De forma a garantir perfeita aderência entre os concretos do substrato e reforço a superfície foi tratada por meio de apicoamento manual usando ponteira e martelo.

O tratamento da superfície foi feito por apicoamento manual cujo objetivo era retirar a camada superficial de concreto de forma a expor os agregados, garantindo uma superfície mais rugosa, como pode ser visto na Figura 3.17. Após o apicoamento a superfície rugosa foi devidamente limpa e escovada de forma a remover todo pó e material solto proveniente do apicoamento.



Figura 3.18 – Superfície após o apicoamento

A posição dos conectores de cisalhamento foi definida de forma a não coincidir com a posição da armadura transversal do substrato. Para as vigas da primeira série, a posição das armaduras transversais foi localizada mediante o uso de um equipamento detector de metais chamado “*Bewehrungssucher Rebar Locater-Profometer4*” da marca PROCEQ, como mostra a Figura 3.18.

Para as vigas da segunda série, a posição da armadura transversal do substrato foi marcada pela amarração de um fio de arame recozido com sua ponta para fora da forma, identificando assim o local exato do estribo após a concretagem.



Figura 3.19 – “*Bewehrungssucher Rebar Locater-Profometer4*”, para localização das armaduras do substrato das vigas referentes ao traço 1

Os conectores de cisalhamento tipo “I” e “U” foram colocados nas vigas após execução e limpeza dos furos, que foram feitos mediante o uso de furadeira e broca. O diâmetro do furo foi imediatamente superior ao diâmetro do conector e a profundidade do furo foi aumentada em 5 mm de forma a ser preenchido pela resina epóxi que foi inserida no furo e também passada no conector com o objetivo de garantir perfeita aderência do conector ao concreto, como pode ser visto na Figura 3.19. Após a fixação dos conectores de cisalhamento, foram colocadas as armaduras de confinamento do concreto do reforço.

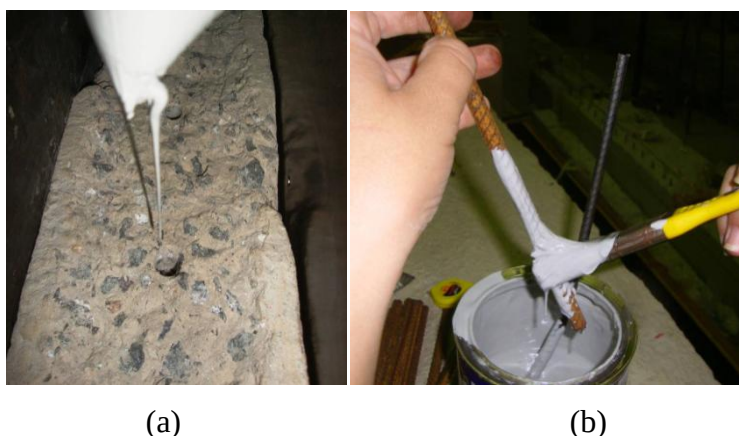


Figura 3.20 – Posicionamento do conector tipo “I”: (a) Preenchimento do furo com adesivo epóxi. (b) Adesivo epóxi sendo passado no conector

O posicionamento do conector tipo “AF” se deu na seguinte sequência: introdução do parafuso; jaqueta e prolongador; aperto da porca e arruela até certa resistência; retirada do prolongador e aperto final da porca e arruela. As fotos ilustrando o posicionamento desse conector estão no Apêndice A.

Antes da concretagem do reforço, a superfície de ligação foi devidamente saturada de forma que ficasse úmida, para que o concreto do substrato não absorvesse muita água do concreto do reforço, fenômeno esse que poderia provocar má aderência entre os dois concretos: substrato e reforço. Após as concretagens, tanto do substrato quanto do reforço, procedeu-se com cura úmida por um período de 10 dias.

Todas as vigas foram submetidas a ensaio de flexão e levadas à ruptura. As vigas VRI1B, VRI2B, VRI1C e VRI2C foram submetidas, primeiramente, ao ensaio de pré-fissuração, até próximo da carga de escoamento da armadura longitudinal de tração. Após o ensaio de pré-fissuração foi concretado o reforço e posteriormente foram submetidas ao ensaio de ruptura. As Figuras 3.20 a 3.23 apresentam os esquemas estáticos aos quais as vigas foram submetidas.

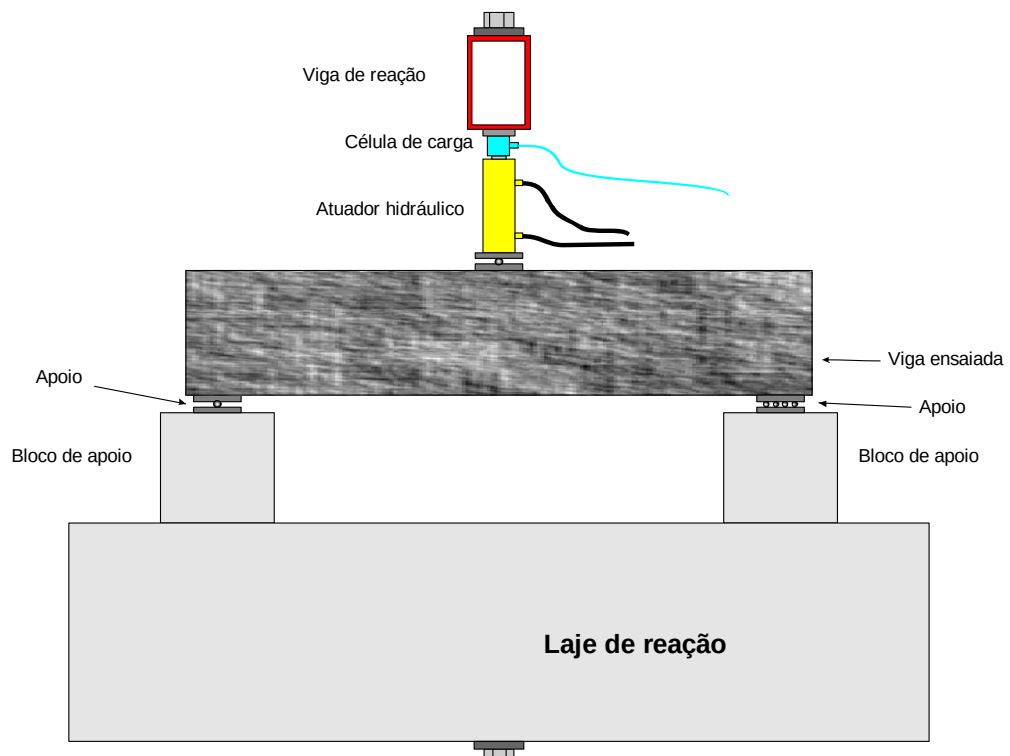


Figura 3.21 – Esquema estático tipo “a”: vista longitudinal da viga ensaiada

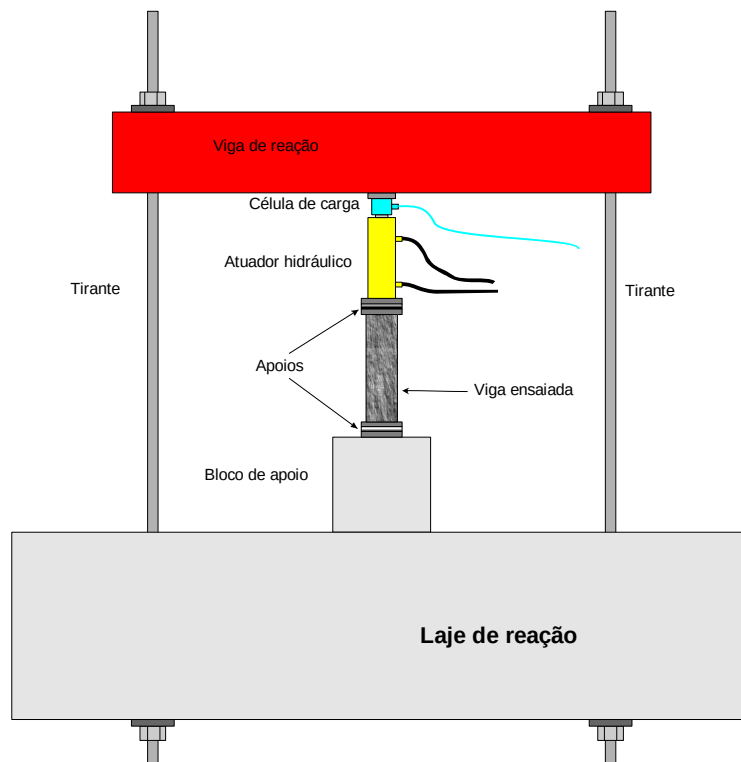


Figura 3.22 – Esquema estático tipo “a”: vista transversal da viga ensaiada

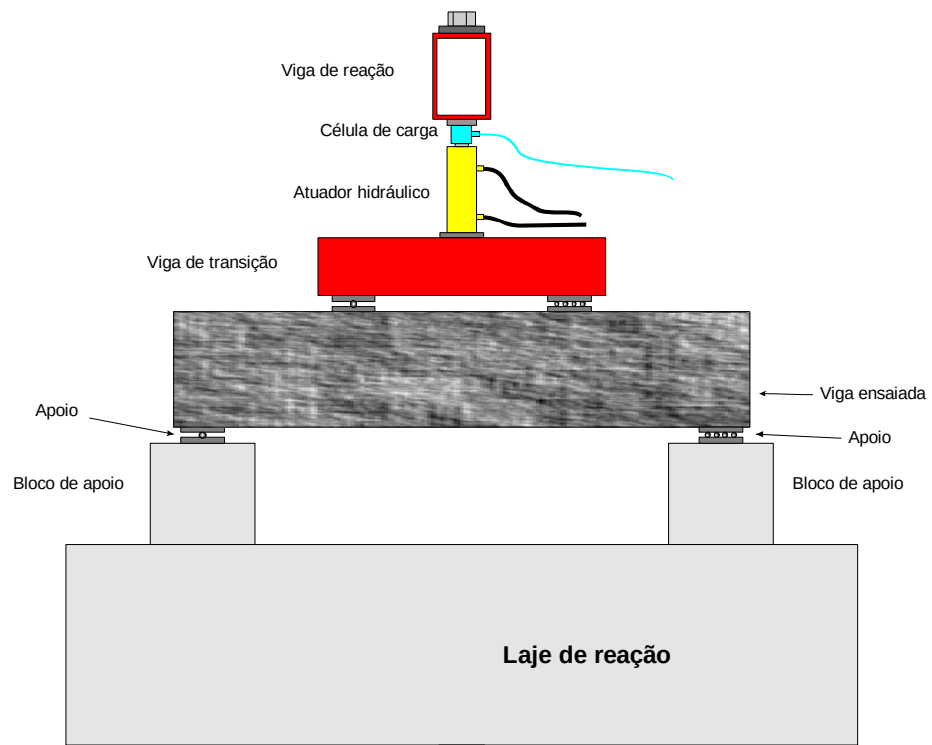


Figura 3.23 – Esquema estático tipo “b”: vista longitudinal da viga ensaiada

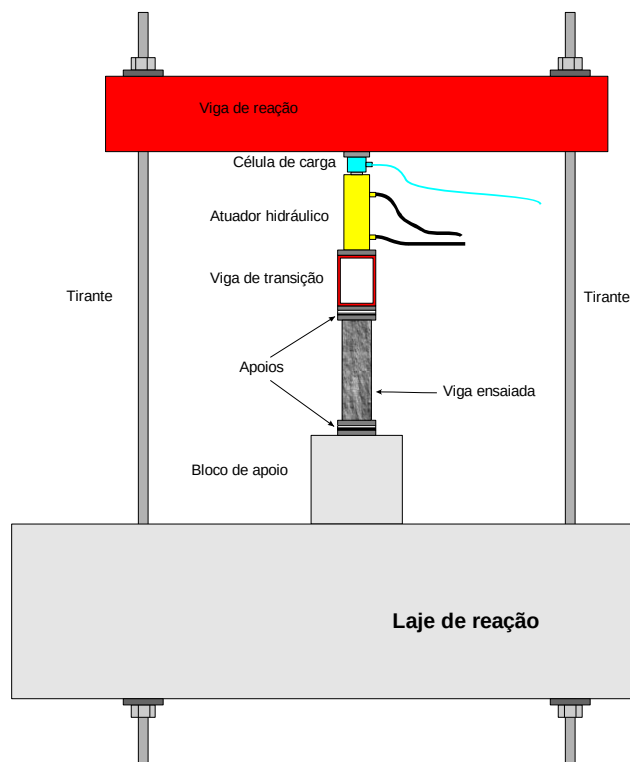


Figura 3.24 – Esquema estático tipo “b”: vista transversal da viga ensaiada

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 FISSURAÇÃO, FORÇA DE RUPTURA E MODO DE RUPTURA

As vigas reforçadas da primeira série com conectores tipo “U” e “AF” apresentaram indício de deslocamento do concreto do reforço, sendo visualizado pela perda parcial da aderência em um determinado local como mostra a Figura 4.1. Tanto na VRAF3 quanto na VRU3, a perda parcial da aderência se deu aproximadamente, a 1/4 do vão, entre dois conectores.

Pode-se dizer que em relação às vigas VRI1B e VRI1C, que apresentaram a maior perda localizada visível da aderência, as vigas VRAF3 e VRU3, apresentaram um possível indício de deslocamento do concreto do reforço. Entretanto, as vigas VRI1B E VRI1C, foram reforçadas sem uso de conectores de cisalhamento, enquanto que as vigas VRAF3 e VRU3 foram reforçadas a uma taxa de $5 \text{ cm}^2/\text{m}$, chamada de taxa 3, a maior adotada.

Portanto, acredita-se que se a viga não tivesse rompido após o escoamento do aço tracionado, ocorreria então o deslocamento, ou seja, a presença do conector não impediu a perda localizada da aderência, mas evitou o deslocamento do concreto do reforço.

Como o objetivo dos ensaios preliminares foi avaliar a eficiência do tipo de conector, verificou-se que o conector tipo “T” impediu o deslocamento do concreto do reforço, não sendo visível em nenhum momento do ensaio a perda parcial da aderência, ao contrário dos conectores tipo “U” e “AF”, que apenas evitaram o deslocamento do concreto do reforço, mas não impediram a perda parcial da aderência. A partir dessa verificação, optou-se por estudar apenas o conector tipo “T” nas demais vigas que seriam reforçadas da série 2.

A Tabela 4.1 apresenta a força de ruptura (P_u) o momento de ruptura (M_u), a relação desse momento com os momentos de ruptura das vigas monolíticas de referência, VM25 e VM40, e o modo de ruptura de todas as vigas.

Tabela 4.1 – Momento de ruptura e modo de ruptura

Série	Peça	P_u (kN)	M_u (kN.m)	M_u/M_u VM25	M_u/M_u VM40	Modo de ruptura
1ª	VM25	120	54,0	-	-	Escoamento do aço tracionado
	VRI3	248	111,6	2,07	1,2	Escoamento do aço tracionado
	VRU3	225	101,3	1,98	1,1	Perda parcial de aderência seguida do escoamento do aço tracionado
	VRAF3	240	108,0	2,0	1,1	Perda parcial de aderência seguida do escoamento do aço tracionado
	VM40	214	96,3	1,8	-	Escoamento do aço tracionado
2ª	VRI1A	170	76,5	1,4	0,8	Perda parcial de aderência seguida do escoamento do aço tracionado
	VRI2A	220	99,0	1,8	1,0	Escoamento do aço tracionado
	VRI2B	240	108,0	2,0	1,1	Escoamento do aço tracionado
	VRI1B	245	110,0	2,0	1,1	Perda parcial de aderência seguida do escoamento do aço tracionado
	VRI1C	136	102,0	1,89	1,06	Perda parcial de aderência seguida do escoamento do aço tracionado
	VRI2C	136	102,0	1,89	1,06	Escoamento do aço tracionado

Legenda:

P_u : Força de ruptura

M_u : Momento de ruptura

Para o esquema estático tipo “a”, $P_u=P_1$. Para o esquema estático tipo “b”, $P_u=P_2$. Dessa forma, $P_1=1,67P_2$, como pode ser observado na Figura 3.1.

Quanto à força de ruptura, a viga que apresentou o maior ganho de capacidade portante, entre as vigas reforçadas da primeira série, foi a viga VRI3, que apresentou força de ruptura 2,1 vezes maior se comparada à viga monolítica de referência antes do reforço VM25.

Quanto às vigas da segunda série, a perda parcial da aderência foi observada nas vigas VRI1A, VRI1B e VRI1C, nas quais não havia conectores de cisalhamento e, portanto, a ligação entre os dois concretos se dava somente por aderência entre os concretos.

Comparando estas vigas com aquelas que foram moldadas usando conector de cisalhamento, observou-se que a região em que ocorreu a perda parcial da aderência nas vigas sem conector correspondia ao local em que foi colocado conectores de cisalhamento nas demais vigas. Acredita-se, portanto, que o conector tipo “I” utilizado contribuiu para que o comportamento das vigas reforçadas usando este dispositivo fosse semelhante ao de uma peça monolítica, pois não houve separação entre os concretos do substrato e reforço, indicando a eficiência do uso desses conectores.

Quanto ao aumento da capacidade portante das vigas da segunda série, observou-se que houve um aumento para todas as vigas reforçadas em relação às vigas monolíticas, VM25 e VM40, excetuando a viga VRI2A, que apresentou ganho de resistência somente em relação à viga monolítica VM25, como visto na Tabela 4.1.

Durante os ensaios, a partir de determinada carga, surgiam fissuras, e a cada incremento de carga surgiam novas fissuras ou aumento das anteriores. Visualmente percebeu-se para todas as vigas uma fissuração mais intensa devido à flexão do que ao cisalhamento, visto que as peças foram projetadas para romperem por flexão e não por cisalhamento.

A força de fissuração foi prevista utilizando-se as prescrições da NBR 6118:2003 e foi calculada usando tanto a resistência do substrato quanto a resistência do reforço, pois acredita-se que a resistência à fissuração é influenciada tanto pela resistência do material de reforço quanto pela resistência do material do substrato, variando também em função da qualidade de aderência existente entre esses dois materiais.

De acordo com a Tabela 4.1, observa-se que para as vigas VRU3, VRAF3, VRI1A, VRI1B E VRI1C a ruptura ocorreu por falha de aderência na ligação substrato/reforço. Para as demais vigas, a ruptura se deu pelo escoamento do aço tracionado. Em todos os casos as vigas romperam devido à flexão e não ao cisalhamento.

A Tabela 4.2 apresenta as forças de ruptura reais e previstas de todas as vigas.

Tabela 4.2 – Forças de ruptura

Série	Viga	Força de ruptura (kN)				F _{exp} /F _{prev} (kN)			F _{serviço} (kN)
		F _{exp}	F _{prev1}		F _{prev2}	F _{prev1}		F _{prev2}	
			Substrato	Reforço		Substrato	Reforço		
1ª	VM25	120,0	116,9	-	117,5	1,0	-	1,0	83,9
	VR3I	248,0	207,1	236,6	208,7	1,2	1,0	1,2	149,1
	VR3U	225,0	208,0	238,3	208,7	1,1	0,9	1,1	149,1
	VRAF	240,0	208,0	238,3	208,7	1,2	1,0	1,1	149,1
	VM40	214,0	207,8	-	208,7	1,0	-	1,0	149,1
2ª	VR11A	170,0	223,2	215,3	208,7	0,8	0,8	0,8	149,1
	VR12A	220,0	223,2	214,9	208,7	1,0	1,0	1,1	149,1
	VR12B	240,0	223,3	215,7	208,7	1,1	1,1	1,1	149,1
	VR11B	245,0	257,5	214,6	208,7	1,0	1,1	1,2	149,1
	VR11C	136,0	193,3	161,7	208,7	0,7	0,8	0,7	149,1
	VR12C	136,0	193,3	162,0	208,7	0,7	0,8	0,7	149,1

Legenda:

F_{exp}: força obtida no ensaio

F_{prev1}: força prevista mediante cálculos teóricos utilizando os valores reais obtidos nos ensaios

F_{prev2}: força prevista mediante cálculos teóricos utilizando valores característicos,
f_{ck} = 40 MPa

F_{serviço}: força obtida de *F_{prev2}*/1,4

Observações:

Todos os cálculos teóricos de previsão de forças foram feitos com base nas prescrições da NBR 6118:2003, sem uso dos coeficientes de segurança.

A Figura 4.1 apresenta o esquema de fissuração de todas as vigas ensaiadas. O local destacado por uma elipse de cor vermelha indica o ponto de perda parcial da aderência, local da ruptura.

Observou-se que na viga VR11A, reforçada sem conector a fissuração se deu de forma menos intensa e em dado momento do ensaio a fissura caminhou pela interface de ligação antes de atingir o concreto do reforço.

Nessa região, em ambos os lados da viga, a fissura no concreto do reforço apresentou uma abertura consideravelmente maior que nas demais vigas ensaiadas. O detalhe da fissuração da viga VR12A é apresentado na Figura 4.2.

Nas vigas VR11B, VR11A, VR11C, VRU3 e VRAF3, observou-se que antes da fissura chegar à região do reforço, ela se desenvolveu pela interface. Fato esse evidenciado em maior proporção na viga VR11C e em menor proporção na viga VRU3. As Figuras 4.3 a 4.6 apresentam o detalhe de fissuração das vigas onde foi possível visualizar a trajetória da fissura pela interface de ligação.

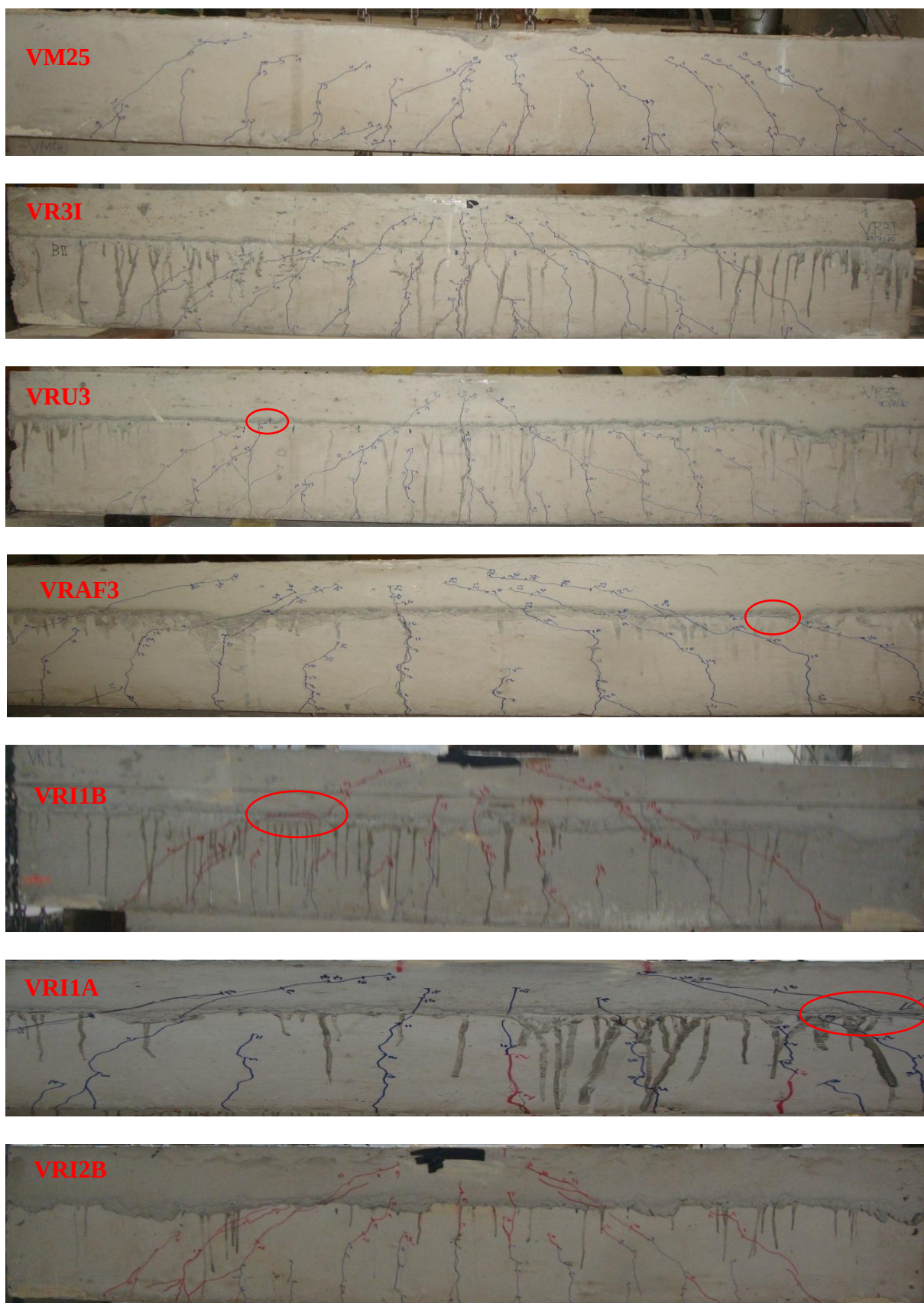


Figura 4.1 - Esquema de fissuração das vigas ensaiadas - continua.

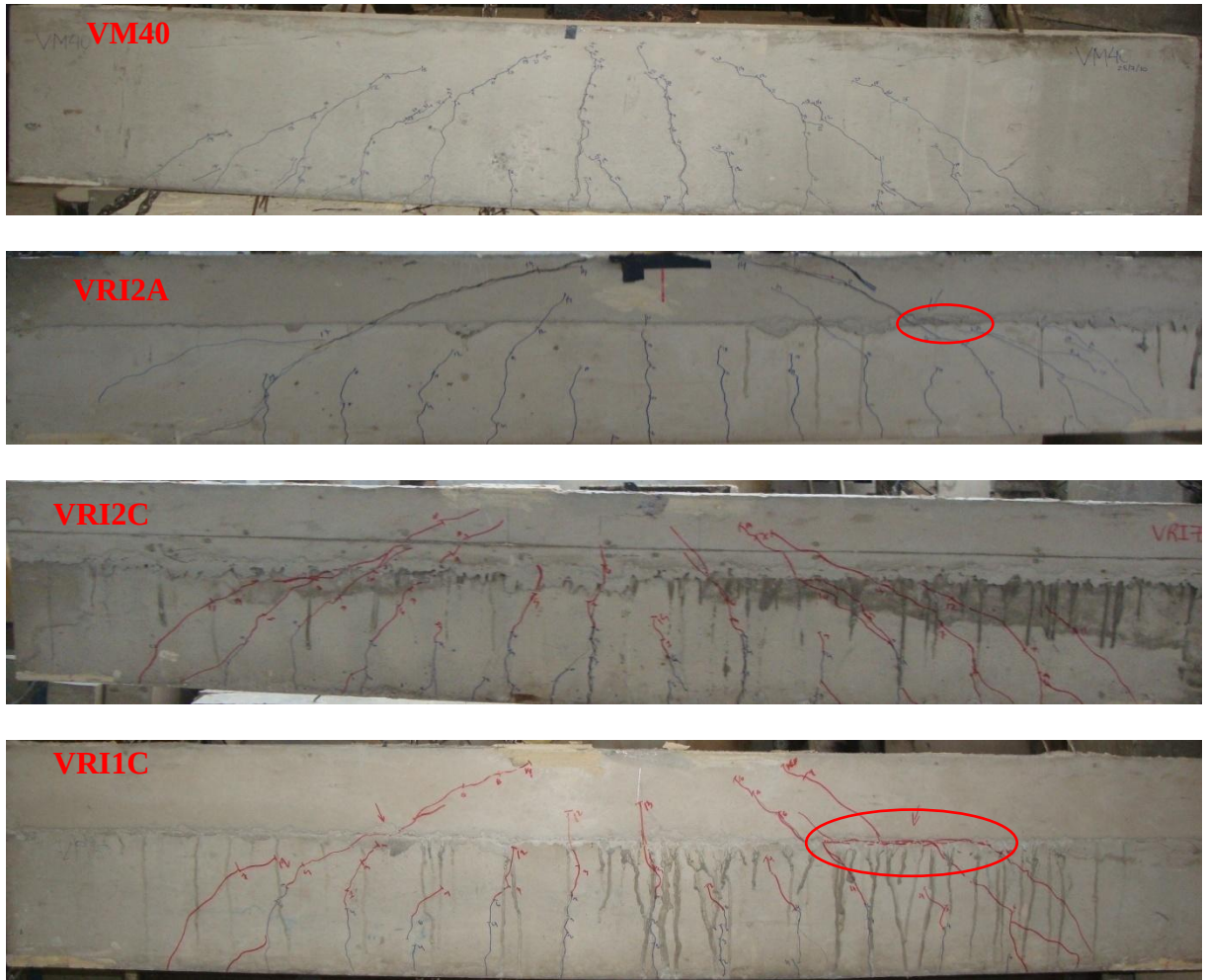


Figura 4.1 – Esquema de fissuração das vigas ensaiadas



Figura 4.2 – Detalhe da fissuração da viga VRI1B

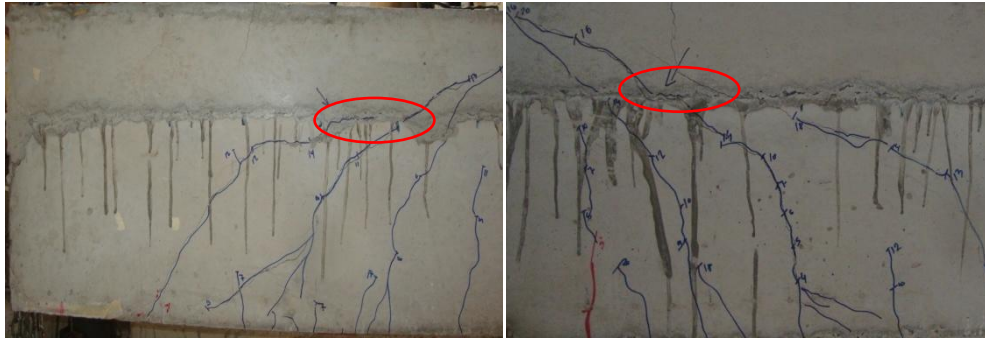


Figura 4.3 – Detalhe da fissuração da viga VR11A

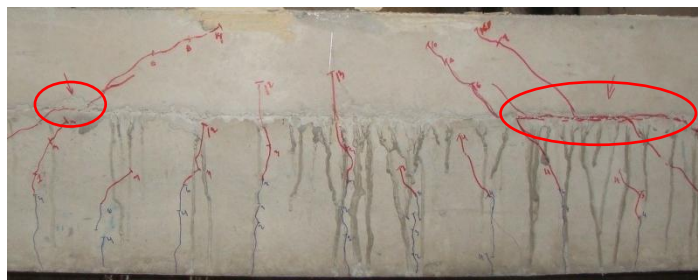


Figura 4.4 – Detalhe da fissuração da viga VR11C

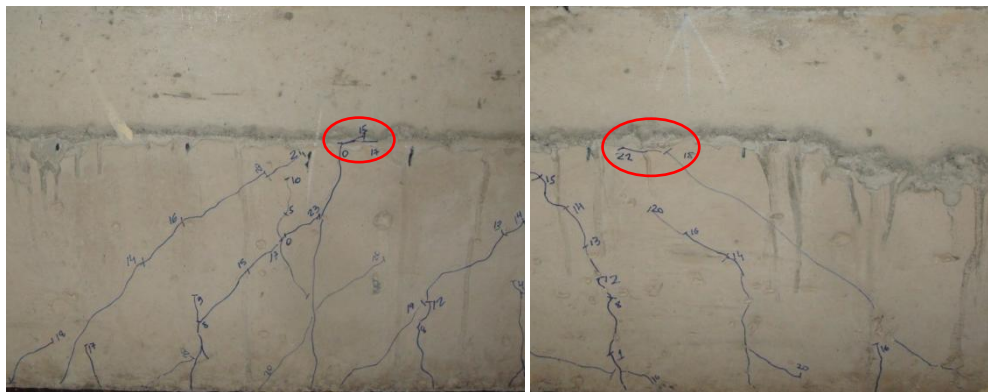


Figura 4.5 – Detalhe da fissuração da viga VRU3

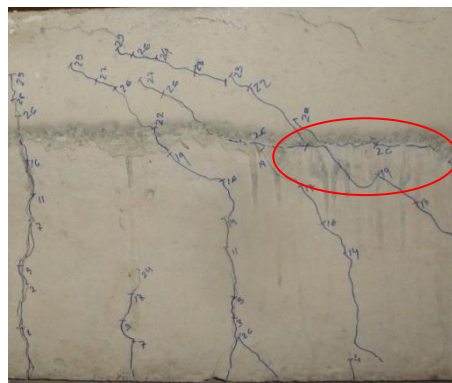


Figura 4.6 – Detalhe da fissuração da viga VRAF

4.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Em relação aos deslocamentos relativos que surgiram na ligação do substrato com material do reforço, observou-se um comportamento semelhante para as vigas que romperam por falha de aderência (VRAF3, VRU3, VRI1A, VRI1B e VRI1C).

Nesses casos, percebeu-se que quase não houve deslizamento relativo entre os materiais para a região do apoio, o mesmo ocorrendo no meio do vão. Os maiores deslocamentos horizontais foram registrados na posição R8, seção situada a 40 cm do apoio. A Figura 4.7 apresenta o diagrama força x deslocamento horizontal para essas vigas na posição R8.

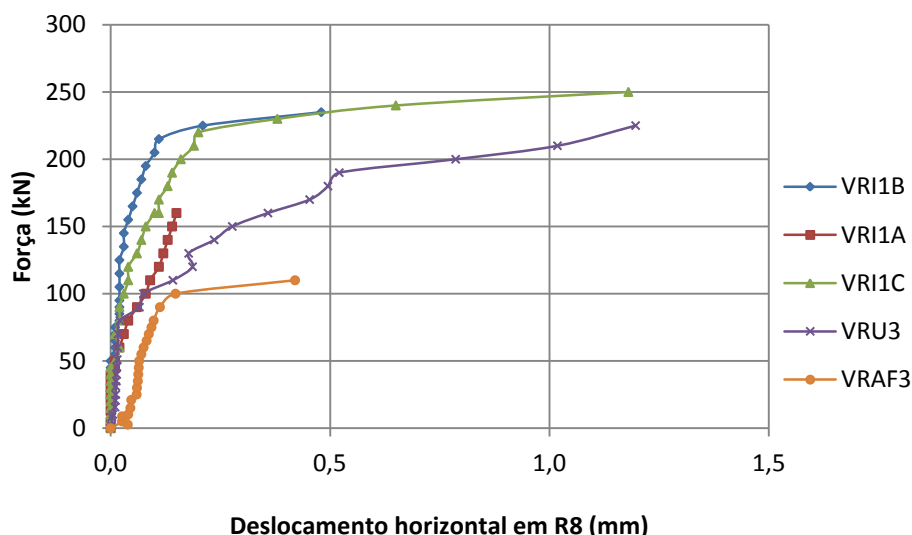


Figura 4.7 – Diagrama forças x deslocamento em R8

Para as demais vigas, os deslocamentos horizontais medidos sofreram grande influência da fissuração, não fornecendo valores representativos, pois não correspondiam aos deslocamentos horizontais na junta, e sim aos deslocamentos gerados por fissuras de cisalhamento ou de flexão que passavam entre os relógios comparadores (fixados no substrato) e as cantoneiras, que serviam de base para medição (fixadas no material de reforço). Sendo assim, acredita-se que nessas vigas, os deslocamentos horizontais foram desprezíveis, já que não foi notada nenhuma perda de aderência entre o material do reforço e o substrato.

4.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Ao comparar os resultados experimentais e teóricos para a seção no meio do vão (R3), local de maior deslocamento vertical, percebeu-se que no regime elástico (anterior à fissuração do concreto), os deslocamentos verticais foram bastante próximos dos previstos. Todavia os deslocamentos para forças próximas da ruptura foram bem maiores que os previstos. A Figura 4.8 apresenta o diagrama força x flecha de todas as vigas e a Figura 4.9 apresenta o diagrama força x flecha de todas as vigas para os primeiros 50 kN para todas as vigas.

Com relação à rigidez das vigas, pode-se observar que as flechas iniciais (no início do carregamento) foram praticamente iguais para todas as vigas, excetuando as vigas VM25 e VRU3 que se apresentaram menos rígidas que as demais. No caso da viga monolítica VM25, isso pode ter ocorrido por essa viga não possuir, na região do bordo comprimido, uma resistência superior à gerada pelo acréscimo da camada de concreto e conectores. Entretanto, para a viga VRU3 não se conseguiu identificar a causa de tal comportamento.

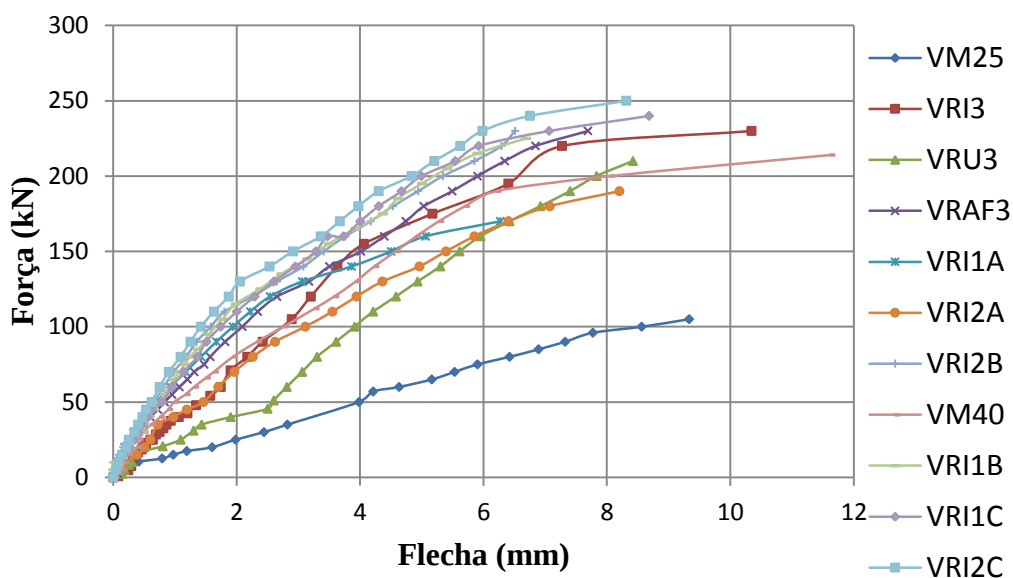


Figura 4.8 – Diagrama força x flecha de todas as vigas

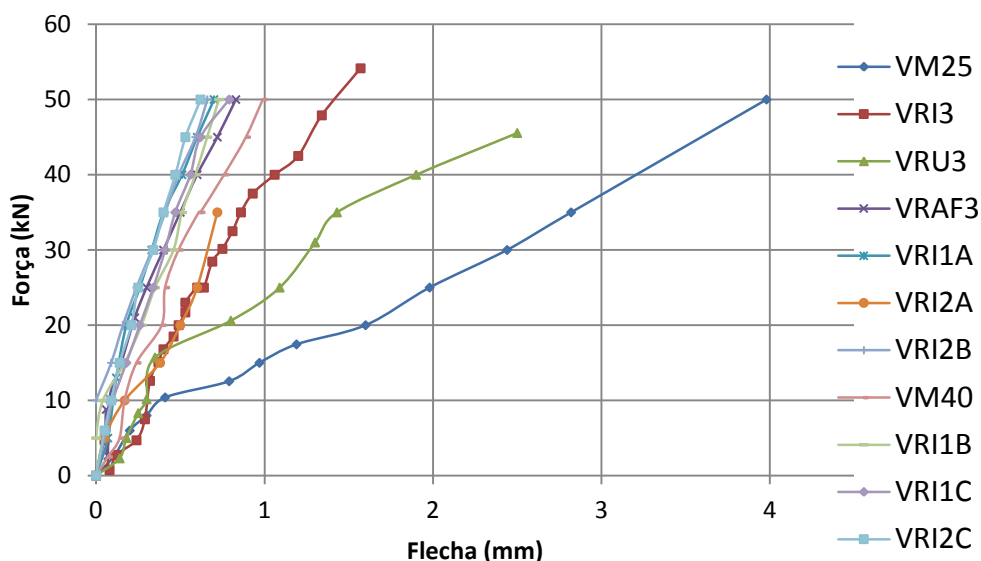


Figura 4.9 – Diagrama força x flecha para os primeiros 50 kN

Analisando a rigidez das vigas reforçadas com e sem conectores da segunda série, percebeu-se que as vigas VRI1B e VRI2B apresentaram comportamento bem semelhante, tanto para a fase inicial do ensaio quanto até a ruptura. A maior flecha registrada para essas vigas foram, 6,69 mm e 6,51 mm, valores muito próximos.

A diferença entre elas foi apenas a área de aço de conectores, A_{sc} , sendo respectivamente, sem conectores e $A_{sc} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Ambas foram pré-fissuradas e possuíam armadura de confinamento na região do reforço e ensaiadas no esquema estático tipo “a”.

Contudo, a viga VRI1B apresentou perda localizada da aderência na região da junta (ver Figura 4.3), onde ocorreu a ruptura da viga. Fato esse não evidenciado em VRI2B. Acredita-se que a presença do conector, mesmo a viga tendo sido pré-fissurada, impediu que houvesse perda da aderência, ou seja, garantindo que a viga trabalhasse de forma monolítica.

As vigas VRI1C e VRI2C também apresentaram rigidez bem semelhante durante todo o estágio de carregamento imposto. As flechas foram próximas, 8,93 mm e 8,31 mm, respectivamente. A diferença entre elas, assim como em VRI1B e VRI2B, foi apenas a taxa de conectores.

Ambas foram pré-fissuradas e possuíam armadura de confinamento na região do reforço e ensaiadas no esquema estático tipo “b”. A viga VRI1C registrou o maior percurso da fissura pela interface de ligação (ver Figura 4.5), local onde houve a perda da aderência seguida de ruptura. Fato esse não evidenciado em VRI2C.

Quanto às vigas VRI1A e VRI2A, o comportamento em relação à rigidez só foi semelhante para as cargas iniciais, regime elástico. As flechas registradas foram, respectivamente, 6,21 mm e 8,20 mm. Essas vigas não possuíam armadura de confinamento na região do reforço e não foram pré-fissuradas.

Ao contrário do se esperava, as vigas VRI1B, VRI2B, VRI1C E VRI2C, apresentaram os maiores valores de rigidez. Na realidade, acreditava-se que essas vigas fossem as que possuísem menor rigidez, visto que foram pré-fissuradas. Talvez isso tenha ocorrido porque a resistência do substrato dessas vigas eram maiores que das demais vigas reforçadas. Outro fator que pode ter provocado esse fenômeno é a não consideração de possíveis flechas residuais devidas às deformações geradas no ensaio de pré-fissuração. Entretanto, são necessários estudos mais aprofundados para se ter certeza do que provocou o aparente aumento de rigidez dessas peças.

4.4 DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS

4.4.1 Armadura longitudinal

Foram feitas leituras de deformação das armaduras do substrato (para todas as vigas) e do reforço, denominadas de armadura de confinamento, para todas as vigas da segunda série que possuíam esse tipo de armadura (VRI1B, VRI2B, VRI1C e VRI2C). As vigas reforçadas da primeira série, não tiveram suas armaduras de confinamento instrumentadas, pois o objetivo dos ensaios preliminares era tão somente identificar o melhor tipo de conector de cisalhamento usado entre os três analisados. A Figura 4.11 apresenta o diagrama carga x deformação da armadura longitudinal de todas as vigas.

Observa-se que em todas as vigas, a armadura longitudinal de tração foi solicitada até sua capacidade máxima de serviço. Todas as vigas romperam por escoamento da armadura tracionada, como mostra o diagrama da Figura 4.10.

Também é possível observar que a armadura de tração foi solicitada desde o início do carregamento, sendo muito semelhante, em todas as vigas, na fase elástica, antes do início da fissuração.

Para as vigas VRI1C e VRI1B, observa-se um comportamento da armadura, praticamente idêntico até próximo de 180 kN. O mesmo fato é observado nas vigas VRI3, VRI1A e VRU3 e para as vigas VRI2A e VRI2B.

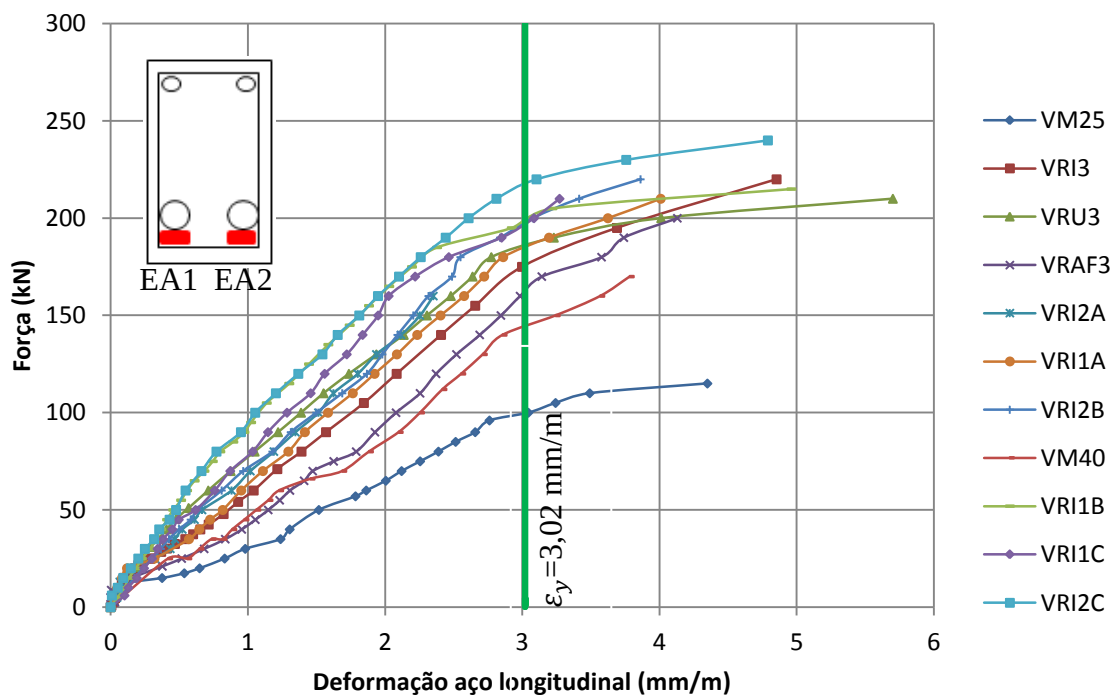


Figura 4.10 – Diagrama força x deformação da armadura longitudinal de todas as vigas

4.4.2 Armadura transversal

De acordo com gráfico apresentado na Figura 4.11, a armadura transversal não foi solicitada até sua capacidade resistente máxima, visto que em nenhuma viga houve o escoamento dessas armaduras. Esse fato já era esperado, pois a viga teve sua armadura de combate ao cisalhamento super dimensionada, de forma a não romper em nenhum dos casos, visto que a ruptura desejada era à flexão. Os valores representam a média dos extensômetros EA3 e EA4.

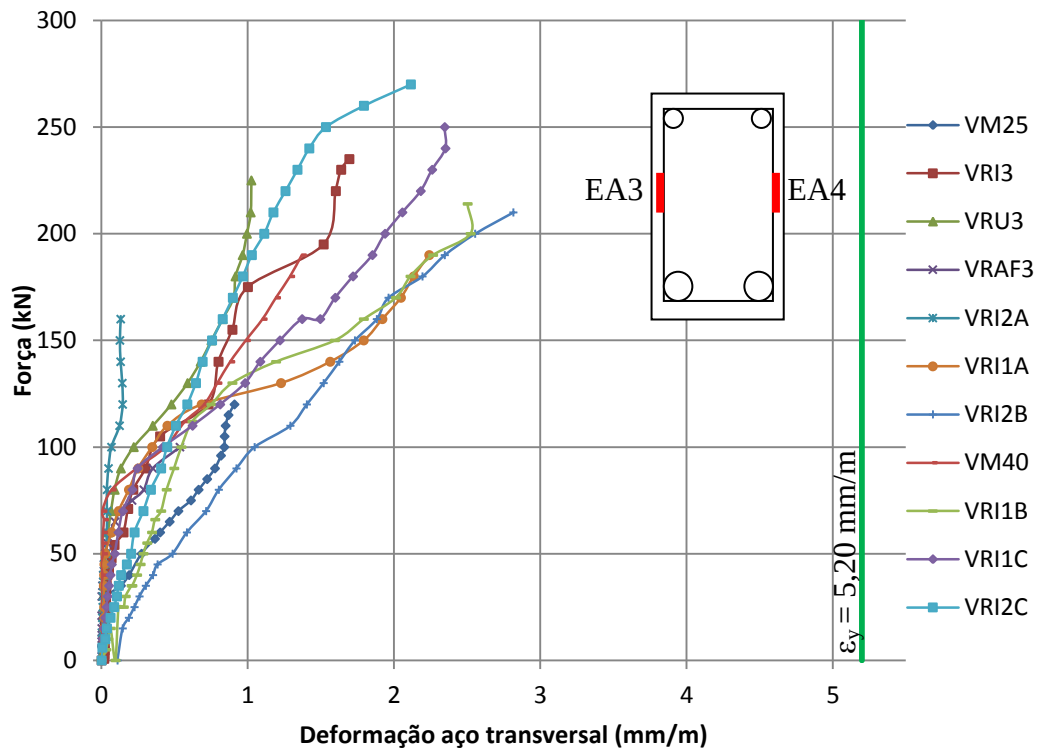


Figura 4.11 – Diagrama força x deformação da armadura transversal de todas as vigas

4.4.3 Conectores

Nas vigas reforçadas com conectores da segunda série (VRI2A, VRI2B e VRI2C) foram colados quatro conectores, dos quais dois foram instrumentados. A Figura 4.12. apresenta o diagrama força x deformação dos conectores. A leitura do conector da VRI2B foi perdida.

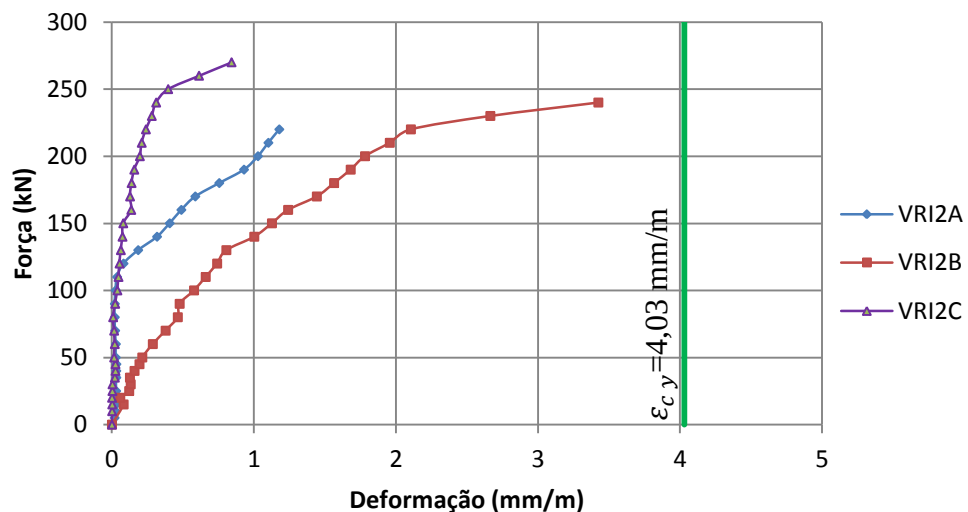


Figura 4.12 – Diagrama força x deformação dos conectores

4.4.4 Armadura de confinamento

Foram medidas as deformações da armadura de confinamento das vigas VRI1B, VRI2B, VRI1C e VRI2C, tendo sido instrumentadas as duas barras longitudinais superiores na face inferior na posição L/2. A armadura de confinamento não atingiu o escoamento.

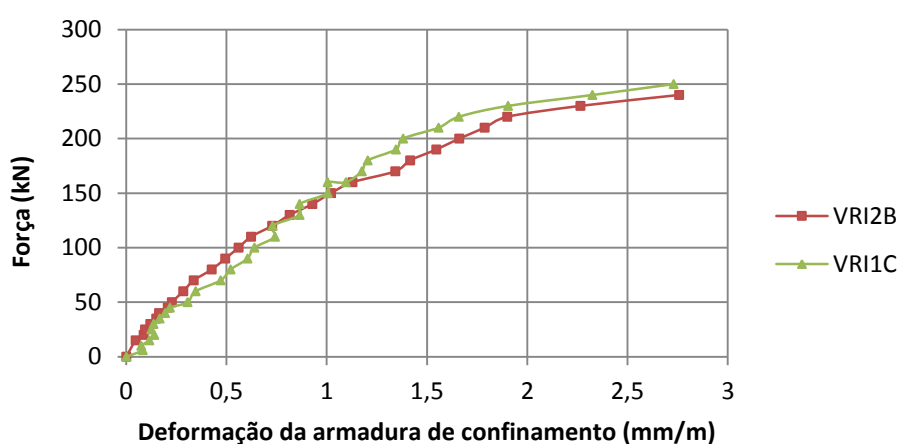


Figura 4.13 – Diagrama força x deformação da armadura de confinamento

4.5 DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

As deformações do concreto foram medidas na face comprimida, tendo sido posicionados dois extensômetros no meio do vão da viga na face lateral diametralmente opostos, localizados um centímetro abaixo da face superior. A Figura 4.14 apresenta o diagrama força x deformação do concreto para todas as vigas.

Todas as vigas romperam pelo escoamento da armadura de tração, não sendo evidenciado em nenhuma das vigas esmagamento do concreto comprimido.

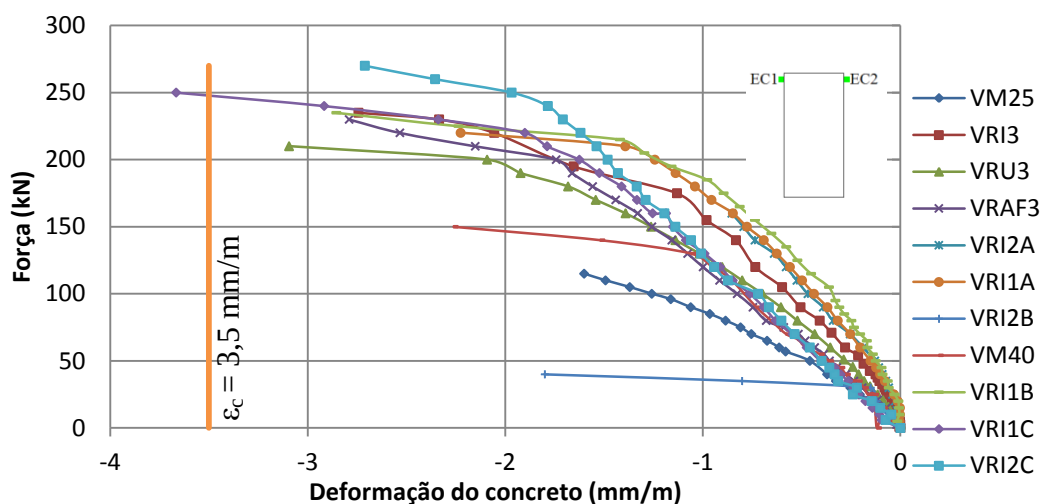


Figura 4.14 – Diagrama força x deformação do concreto de todas as vigas

4.6 TENSÕES DE CISALHAMENTO NA JUNTA

As tensões de cisalhamento solicitantes que atuam na junta no instante da ruptura foram calculadas pela equação 2.9, recomendada pela FIP. A Tabela 4.3 apresenta os valores das tensões cisalhantes resistentes e solicitantes na junta. De acordo com os cálculos teóricos, não poderia haver deslocamento do concreto do reforço, pois as tensões resistentes foram maiores que as tensões solicitantes. Em algumas vigas, (VRI1A, VRI1B e VRI1C) houve indício de deslocamento do concreto do reforço. Faz-se necessários mais estudos para comprovação dos valores teóricos encontrado pelo procedimento da FIP.

Tabela 4.3 – Tensões cisalhantes na interface

Série	Viga	τ_{sd} (Kn/cm ²)	$\tau_{rd \text{ con}}$ (Kn/cm ²)	
			Substrato	Reforço
1 ^a	VM25	0,503	0,631	-
	VR3I	0,619	0,630	0,674
	VR3U	0,562	0,632	0,676
	VRAF	0,599	0,632	0,676
	VM40	0,535	0,631	-
2 ^a	VRI1A	0,425	0,654	0,642
	VRI2A	0,550	0,654	0,642
	VRI2B	0,599	0,654	0,643
	VRI1B	0,612	0,703	0,641
	VRI1C	0,340	0,703	0,643
	VRI2C	0,340	0,703	0,644

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas nessa pesquisa e algumas sugestões para continuação deste trabalho em pesquisas futuras.

5.1 CONCLUSÕES

Todas as vigas reforçadas apresentaram ganho de resistência em relação às vigas de referência, VM25 e VM40, excetuando a viga VRI2A, que apresentou ganho de resistência somente em relação à viga monolítica VM25. Sendo assim, conclui-se que a técnica de reforço estudada aliada ao uso de conectores tipo “I” foi eficiente quando do uso adequado da taxa de conectores e não ocorrência de perda de aderência entre os concretos novo e antigo.

Da primeira série de ensaios, concluiu-se que o conector tipo “I” se mostrou mais eficiente quando aliado à técnica de reforço proposta nesse trabalho, visto que as vigas da primeira série, reforçadas com os conectores tipos “AF” e “U”, apresentaram perda parcial da aderência e indício do deslocamento do concreto do reforço. Esse fato foi visualizado por uma fissura na interface de ligação como mostrado nas Figuras 4.1, 4.6 e 4.7. Acredita-se que se nas vigas VR3AF e VR3U o aço longitudinal não tivesse atingido o escoamento no momento da ruptura ocorreria então o deslocamento total do concreto do reforço. Esse fato não foi observado quando se utilizou o conector tipo “I”.

Foi observado que para todas as vigas sem conectores, a perda parcial da aderência se deu na região situada a 1/4 do vão. Esse fato foi evitado quando da colocação dos conectores tipo “I”, que foram posicionados como mostrado na Figura 3.15, de forma que na região em questão havia um conector. Concluiu-se então que nas vigas reforçadas com conectores tipo “I” houve a transferência de tensões por meio desse conector que cruzava a interface de ligação. Dessa forma foi evitada a perda localizada da aderência e garantida a monoliticidade da viga.

Ao analisar o digrama de força x flecha de todas as vigas, conclui-se que apenas as vigas VM25 e VRU3, não apresentaram semelhança de flecha para o início do carregamento. Levando em consideração que uma delas é monolítica e outra pertence à primeira série, pode-se concluir que o deslocamento vertical central no início do carregamento para todas as vigas reforçadas da segunda série foi semelhante.

Com relação à armadura de confinamento, quando comparados os resultados de rigidez das vigas VRI1A, VRI2A, VRI1B e VRI2B, observou-se que o maior aumento da capacidade portante se deu nas vigas onde havia essa armadura na região do reforço. Acredita-se, portanto, que a presença dessa armadura de confinamento, contribuiu para o bom desempenho da técnica de reforço adotada.

As vigas pré-fissuradas não apresentaram perda de capacidade portante significativa em relação às vigas íntegras. Entretanto, esperava-se que tais vigas apresentassem rigidez menor que as vigas íntegras, o que não foi observado nos resultados experimentais.

A técnica de reforço estudada foi eficiente visto que todas as vigas reforçadas apresentaram ganho de capacidade portante em torno de 100% em relação à VM 25 e 14% em relação à VM40.

Acredita-se que o efeito arco pode ter influenciado no tipo de ruptura, evitando o deslocamento entre os concretos. E que portanto seria necessários novos ensaios para avaliar se este efeito realmente interfere na resistência da ligação.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste item são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros de forma a contribuir com conhecimentos científicos na área de reforço estrutural de vigas pela técnica do encamisamento.

- Avaliar a eficiência do reforço e uso de conectores de cisalhamento tipo “I”, variando não só a taxa como também a posição ao longo da superfície.
- Avaliar a eficiência do reforço quando adotado chaves de cisalhamento na superfície de ligação entre os concretos moldados em idades distintas.

- Estudar o reforço em vigas pelo bordo comprimido, avaliando o efeito da taxa de armadura longitudinal da peça antes do reforço.
- Estudar o reforço em vigas pelo bordo comprimido alterando a altura da camada de reforço.
- Analisar vigas de maior comprimento de forma a evitar o efeito de arco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 - Projeto e execução de obras em concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6152 - Materiais Metálicos: determinação das propriedades mecânicas à tração*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). *NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). *NBR 5739 – Concreto: Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). *NBR 7222 – Argamassa e concreto: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- ANDO, E. S.; MORENO JR, A. L. (2000) *Reforço à flexão em vigas de concreto armado pelo acréscimo de altura na região comprimida, utilizando-se concreto de alta resistência*. Fortaleza-Ce. 42º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais.
- ARAÚJO, D. L. (1997). *Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ASSIS, C. E. A. R. (2005). *Análise experimental de lajes treliçadas reforçadas pela face superior*. Goiânia. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- CAMPOS, C. O. (2000) *Análise experimental de lajes de concreto armado reforçadas*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- CARASEK, H. (1996) *Aderência de argamassas a base de cimento portland a substratos porosos: avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação*. São Paulo. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da USP.

- COSTA, R. D. G. (2006) *Análise experimental de lajes treliçadas armadura mínima longitudinal de tração e reforço pela face superior*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- HELENE, P. R. L. (1992). *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. São Paulo, Pini.
- LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. (1977). *Construções de concreto*. Rio de Janeiro. Interciência. v.1-3.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M.(1994). *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*, São Paulo, Pini.
- NASCIMENTO, P. P. (2009) *Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-xompressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- OMAR, M. Y. M. (2006) *Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA)*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- PIRES, E. F. (2003) *Comportamento e desempenho do reforço à flexão de lajes de concreto armado através do aumento da seção na região comprimida*. Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais.
- REIS, A. P. A. (1998) *Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionadas ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo.
- REIS, A. P. A. (2003) *Reforço de vigas de concreto armado submetidas à pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concreto com fibras de aço*. São Carlos. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo.
- RISSO, M. A. C. (2008) *Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE.
- ROCHA, R. K. M. (2010) *Reforço de vigas de concreto armado e uso de conectores de cisalhamento*. Goiânia. Trabalho apresentado no 13º Seminário de Análise Teórico-Experimental de Estruturas . Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

- SAHB, K. F. P. (2008) *Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão e reforçados com concreto auto-adensável e chumbadores*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- SANTOS, E. W. F. (2006) *Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE.
- SÁ, M.A. (1993). *Verificação da eficiência da ligação entre dois concretos sem o emprego de adesivos em elementos estruturais fletidos*. Niterói, RJ. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal Fluminense.
- SIMÕES, M. L. F. (2007) *Reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE.
- SOUZA, V. C. M; RIPPER, T.(1998). *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de Concreto*. São Paulo. Pini Editora.
- TUTIKIAN, B. F. (2004) *Método para dosagens de concretos auto-adensáveis*. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

APÊNDICE A: POSICIONAMENTO DO CONECTOR TIPO “AF”

Neste anexo é ilustrada a forma de fixação do conector tipo “AF” utilizado na viga VRAF3. Esse conector é um tipo de parafuso de expansão mecânica, denominado *parabolt*. A expansão mecânica se dá pelo aperto da porca no parafuso, de forma a ficar devidamente ancorado no substrato.



A sequência de posicionamento do conector é a seguinte: introdução do parafuso, jaqueta e prolongador; execução de leves golpes com marreta de forma que o parafuso chegue ao fundo do furo; retirada da porca e arruela e colocação de um prolongador adicional; retirada do prolongador; colocação da porca e arruela; aperto da porca e arruela por meio de chave de boca e parafuso devidamente posicionado e expandido mecanicamente.

APÊNDICE B: DADOS COLETADOS ATRAVÉS DO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS E LEITURA DOS RELÓGIOS DIGITAIS COMPARADORES PARA MEDIDA DOS DESLOCAMENTOS

Neste Anexo são descritas as leituras dos instrumentos utilizados para monitorar o comportamento das vigas ensaiadas. As posições correspondentes a cada instrumento utilizado estão ilustradas nas Figuras 3.12-3.14. O valor da força, indicado nas tabelas, corresponde à força total fornecida pelo macaco hidráulico e no caso das vigas VRI1C e VRI2C, que foram ensaiadas no esquema estático tipo “b”, essa força deve ser dividida por dois caso se deseje saber o valor de cada uma das forças concentradas aplicadas nessas vigas. É importante observar que nem sempre a força de ruptura corresponde à última leitura feita pelo Sistema de Aquisição de Dados.

Tabela B.1 - Leitura dos deslocamentos verticais ao longo do eixo longitudinal da viga VM25

Força (kN)	Deslocamento vertical (mm)				
	R1	R2	R3	R4	R5
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,7	0,00	0,03	0,11	0,05	0,04
6,0	0,00	0,07	0,20	0,10	0,07
8,0	0,00	0,12	0,30	0,16	0,11
10,4	0,00	0,17	0,41	0,31	0,20
12,6	0,03	0,34	0,79	0,53	0,28
15,0	0,03	0,42	0,97	0,64	0,31
17,5	0,03	0,54	1,19	0,76	0,33
20,0	0,04	0,76	1,60	0,99	0,35
25,0	0,06	1,03	1,98	1,26	0,39
30,0	0,11	1,26	2,44	1,54	0,43
35,0	0,13	1,56	2,82	1,77	0,45
40,0	0,15	1,94	3,98	2,23	0,46
50,0	0,15	2,10	4,63	2,43	0,46
57,0	0,15	2,21	5,16	2,56	0,46
60,0	0,15	2,45	5,53	2,84	0,46
65,0	0,15	2,73	5,90	3,13	0,45
70,0	0,13	2,91	6,42	3,35	0,43
75,0	0,12	3,11	6,89	3,64	0,43
80,0	0,11	3,37	7,32	3,88	0,40
85,0	0,08	3,57	7,77	4,12	0,39
90,0	0,07	3,78	8,56	4,34	0,37
96,0	0,06	3,99	9,17	4,62	0,36
100,0	0,05	4,32	9,33	4,91	0,34
105,0	0,03	4,59	-	5,20	0,33
110,0	0,02	4,96	-	5,57	0,31
115,0	0,03	7,06	-	7,78	0,18
120,0	-	-	-	-	-

Tabela B.2 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VM25

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,00000	0,00000
2,7	0,000012	0,000010	0,000045	0,000002	-0,00002	-0,00002
6,0	0,000012	0,000013	0,000053	0,000002	-0,00002	-0,00003
8,0	0,000015	0,000013	0,000066	0,000016	-0,00003	-0,00004
10,4	0,000012	0,000010	0,000082	0,000037	-0,00005	-0,00001
12,6	0,000014	0,000010	0,000131	0,000101	-0,00008	-0,00001
15,0	0,000017	0,000015	0,000422	0,000328	-0,00013	-0,00003
17,5	0,000020	0,000016	0,000589	0,000486	-0,00017	-0,00005
20,0	0,000022	0,000013	0,000720	0,000578	-0,00020	-0,00008
25,0	0,000033	0,000013	0,000913	0,000749	-0,00028	-0,00013
30,0	0,000047	0,000020	0,001068	0,000895	-0,00034	-0,00017
35,0	0,000140	0,000125	0,001342	0,001135	-0,00042	-0,00024
40,0	0,000197	0,000181	0,001384	0,001226	-0,00047	-0,00027
50,0	0,000293	0,000253	0,001646	0,001390	-0,00056	-0,00035
57,0	0,000389	0,000341	0,001896	0,001674	-0,00070	-0,00046
60,0	0,000420	0,000381	0,001971	0,001756	-0,00074	-0,00049
65,0	0,000491	0,000440	0,002111	0,001901	-0,00085	-0,00050
70,0	0,000562	0,000489	0,002217	0,002025	-0,00093	-0,00058
75,0	0,000655	0,000568	0,002350	0,002163	-0,00103	-0,00059
80,0	0,000712	0,000615	0,002483	0,002297	-0,00111	-0,00067
85,0	0,000781	0,000663	0,002597	0,002433	-0,00121	-0,00072
90,0	0,000818	0,000732	0,002730	0,002585	-0,00132	-0,00080
96,0	0,000852	0,000781	0,002821	0,002702	-0,00144	-0,00089
100,0	0,000870	0,000809	0,003082	0,003008	-0,00153	-0,00099
105,0	0,000867	0,000815	0,003273	0,003214	-0,00166	-0,00108
110,0	0,000881	0,000816	0,003569	0,003415	-0,00178	-0,00121
115,0	0,000900	0,000835	0,004938	0,003763	-0,00188	-0,00132
120,0	0,000953	0,000865	0,000806	0,013700	-0,00247	-0,00072

**Tabela B.3 - Leitura dos deslocamentos verticais ao longo do eixo longitudinal da viga
VM40**

Força (kN)	Deslocamento vertical (mm)				
	R1	R2	R3	R4	R5
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	Leitura perdida
5,0	0,02	0,04	0,07	0,04	
10,0	0,04	0,07	0,47	0,07	
15,0	0,06	0,10	0,17	0,11	
0,0	0,09	0,15	0,24	0,15	
25,0	0,10	0,24	0,39	0,23	
25,0	0,10	0,24	0,41	0,23	
30,0	0,12	0,31	0,49	0,28	
35,0	0,14	0,38	0,61	0,34	
35,0	0,14	0,41	0,62	0,35	
40,0	0,15	0,48	0,76	0,43	
45,0	0,16	0,54	0,89	0,50	
50,0	0,17	0,62	0,99	0,55	
55,0	0,19	0,74	1,17	0,65	
60,0	0,20	0,83	1,31	0,72	
66,0	0,21	0,92	1,50	0,81	
70,0	0,22	0,99	1,63	0,88	
80,0	0,23	1,18	1,94	1,08	
90,0	0,25	1,39	2,33	1,27	
100,0	0,27	1,62	2,76	1,54	
112,0	0,29	1,88	3,26	1,77	
120,0	0,30	2,09	3,58	1,97	
130,0	0,31	2,25	3,93	2,11	
140,0	0,32	2,44	4,23	2,26	
150,0	0,33	2,61	4,58	2,43	
160,0	0,33	2,78	4,91	2,59	
170,0	0,32	2,95	5,28	2,73	
180,0	0,31	3,16	5,70	2,92	
190,0	0,30	3,40	6,21	3,14	
200,0	0,24	4,10	8,05	4,06	
214,0	-	5,99	11,62	6,41	

Tabela B.4 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VM40

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,00000	0,00000
5,0	0,451381	0,386985	0,018849	0,004733	-0,04426	-0,06514
10,0	0,603231	0,514200	0,006796	0,005784	-0,04324	-0,06514
15,0	0,697479	0,597972	0,001052	0,007321	-0,06258	-0,11400
0,0	0,772352	0,700635	0,002629	0,006796	-0,08090	-0,15622
25,0	0,855598	0,776559	0,001052	0,007321	-0,09057	-0,17607
25,0	0,929460	0,844637	0,007847	0,005744	-0,09871	-0,23051
30,0	1,026297	0,924728	0,014643	0,005744	-0,12312	-0,24628
35,0	1,124227	1,000652	0,011528	0,009425	-0,14093	-0,29058
35,0	1,210628	1,090209	0,001052	0,016221	-0,16078	-0,33075
40,0	1,301236	1,155131	0,004692	0,024068	-0,17351	-0,37859
45,0	1,544704	1,369799	0,015169	0,047650	-0,21168	-0,39640
50,0	1,791854	1,585033	0,006270	0,017272	-0,24423	-0,47781
55,0	1,983506	1,782429	0,052383	0,085875	-0,27985	-0,53583
60,0	2,209177	1,990302	0,225145	0,253945	-0,33484	-0,62133
66,0	2,368388	2,142151	0,449278	0,423593	-0,36028	-0,67833
70,0	2,540664	2,296630	0,653996	0,488029	-0,40505	-0,75161
80,0	2,677830	2,433836	0,860331	0,543527	-0,45085	-0,85743
90,0	2,841734	2,584108	0,971852	0,612130	-0,50785	-0,94953
100,0	2,990954	2,723378	1,053035	0,706378	-0,55211	-1,02792
112,0	3,600454	2,888332	1,162452	0,811103	-0,60758	-1,12662
120,0	3,930890	3,207766	1,281861	0,919995	-0,66764	-1,23705
130,0	-	-	-	-	-0,77960	-1,33630
140,0	-	-	-	-	-1,15870	-1,87976
150,0	-	-	-	-	-1,73220	-2,79117

Tabela B.5 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI3

Força (kN)	Deslocamento vertical (mm)					Deslocamento horizontal (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
4,7	0,05	0,05	0,00	0,05	0,05	0,013	0,061	0,012	0,094
0,8	0,04	0,01	0,00	0,06	0,07	0,022	0,088	0,026	0,083
2,8	0,04	0,04	0,00	0,07	0,08	0,013	0,074	0,027	0,088
4,7	0,06	0,07	0,00	0,08	0,10	0,026	0,101	0,012	0,062
7,5	0,06	0,09	0,00	0,12	0,13	0,020	0,101	0,013	0,072
12,6	0,07	0,15	0,00	0,24	0,25	0,013	0,098	0,027	0,098
15,1	0,08	0,19	0,00	0,29	0,29	0,017	0,093	0,038	0,097
16,8	0,09	0,13	0,00	0,32	0,32	0,011	0,094	0,028	0,107
18,5	0,11	0,25	0,00	0,37	0,36	0,012	0,097	0,041	0,105
20,0	0,12	0,27	0,00	0,40	0,39	0,017	0,113	0,033	0,118
21,7	0,16	0,31	0,00	0,46	0,45	0,001	0,094	0,072	0,109
23,0	0,16	0,33	0,00	0,49	0,47	0,011	0,103	0,058	0,099
25,0	0,16	0,36	0,00	0,53	0,50	0,011	0,103	0,058	0,099
25,0	0,16	0,36	0,97	0,53	0,50	0,025	0,135	0,065	0,094
28,5	0,17	0,41	1,00	0,60	0,55	0,021	0,133	0,072	0,115
30,2	0,18	0,43	1,05	0,64	0,57	0,010	0,122	0,048	0,141
32,5	0,19	0,47	1,12	0,69	0,60	0,017	0,119	0,074	0,134
35,0	0,20	0,50	1,21	0,75	0,63	0,031	0,147	0,095	0,107
37,5	0,21	0,55	1,29	0,81	0,66	0,024	0,159	0,074	0,128
40,0	0,22	0,59	1,38	0,86	0,69	0,029	0,155	0,091	0,121
42,5	0,23	0,64	1,46	0,93	0,72	0,029	0,166	0,071	0,130
47,9	0,25	0,74	1,63	1,06	0,78	0,027	0,160	0,060	0,155
54,2	0,28	0,87	1,85	1,20	0,85	0,040	0,186	0,044	0,136
60,0	0,32	0,99	2,04	1,34	0,91	0,029	0,181	0,014	0,170
71,0	0,37	1,21	2,38	1,57	1,00	0,036	0,178	0,009	0,171
80,0	0,41	1,36	2,63	1,74	1,04	0,047	0,198	0,017	0,169
90,0	0,44	1,52	2,87	1,90	1,06	0,046	0,186	0,031	0,185
105,0	0,51	1,82	3,31	2,17	1,11	0,086	0,213	0,057	0,177
120,0	0,56	2,11	3,76	2,42	1,14	0,146	0,218	0,112	0,204
140,0	0,63	2,59	4,62	2,89	1,19	0,094	0,250	0,232	0,160
155,0	0,66	2,90	5,14	3,20	1,23	0,050	0,255	0,281	0,207
175,0	0,70	3,34	5,89	3,63	1,27	0,196	0,176	0,392	0,171
195,0	0,73	3,74	6,71	4,06	1,32	0,271	0,622	0,880	0,127
220,0	0,82	4,90	9,26	5,17	1,40	0,264	-	1,351	0,098
230,0	0,90	6,14	11,95	6,40	1,42	0,225	-	1,521	0,103
235,0	0,95	7,03	-	7,27	1,43	0,187	-	1,618	0,083
248,0	1,13	7,87	-	10,34	1,34	0,158	-	1,694	0,048

Tabela B.6 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}) e da deformação do concreto (EC1 e EC2) da viga VRI3

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,00000	0,00000
4,7	0,028571	0,024712	0,012151	0,021633	-0,00940	-0,00829
0,8	0,009031	0,003079	0,013957	0,022290	0,00499	0,00566
2,8	0,020114	0,025287	0,015312	0,024753	-0,00165	0,00051
4,7	0,032717	0,034154	0,016010	0,025656	-0,00425	-0,00020
7,5	0,039449	0,048398	0,016954	0,026067	-0,00916	-0,00861
12,6	0,079595	0,083537	0,016543	0,028160	-0,01930	-0,01785
15,1	0,094209	0,098725	0,016215	0,029966	-0,02563	-0,02028
16,8	0,130703	0,120235	0,016379	0,029268	-0,02913	-0,02870
18,5	0,163215	0,146220	0,017775	0,030664	-0,03369	-0,03141
20,0	0,188214	0,165308	0,018719	0,032676	-0,03734	-0,03369
21,7	0,218591	0,185875	0,018514	0,033907	-0,04356	-0,04171
23,0	0,245027	0,215266	0,019006	0,034687	-0,04631	-0,04619
25,0	0,319820	0,259641	0,017200	0,036904	-0,05264	-0,05393
25,0	0,319820	0,259641	0,018760	0,036616	-0,06490	-0,07052
28,5	0,403193	0,334147	0,020156	0,040393	-0,07261	-0,07571
30,2	0,441082	0,380903	0,019006	0,040393	-0,08121	-0,08106
32,5	0,501631	0,436156	0,019540	0,042405	-0,09305	-0,09085
35,0	0,572401	0,516368	0,021264	0,043308	-0,10798	-0,10456
37,5	0,626300	0,576506	0,022167	0,046181	-0,12068	-0,11046
40,0	0,681594	0,626300	0,027668	0,051107	-0,13161	-0,12005
42,5	0,744319	0,685740	0,041050	0,059604	-0,16365	-0,14619
47,9	0,846821	0,800270	0,061534	0,075121	-0,19804	-0,17552
54,2	0,948050	0,910900	0,089284	0,086821	-0,22312	-0,20516
60,0	1,059049	1,026373	0,191088	0,108125	-0,29852	-0,26184
71,0	1,233347	1,197223	0,240512	0,122329	-0,37447	-0,32329
80,0	1,406126	1,376489	0,289321	0,143798	-0,43052	-0,38665
90,0	1,592945	1,547790	0,387348	0,214240	-0,53037	-0,48127
105,0	1,850903	1,841585	0,499004	0,300691	-0,62664	-0,57161
120,0	2,076883	2,093016	0,670634	0,791895	-0,78019	-0,68938
140,0	2,389766	2,427410	0,718416	0,880194	-0,88220	-0,78286
155,0	2,617634	2,697929	0,783562	1,005109	-1,02721	-0,93577
175,0	2,973579	3,024277	0,863487	1,136633	-1,18590	-1,07650
195,0	3,681856	3,700165	1,568397	1,467496	-1,70440	-1,60365
220,0	-	-	1,662073	1,540771	-2,10391	-2,00886
230,0	-	-	1,699511	1,575991	-2,41871	-2,25278
235,0	-	-	1,763262	1,624512	-2,91295	-2,57484
248,0	-	-	-	-	-	-

Tabela B.7 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRU3

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)					Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Leitura perdida.	0,00	0,00
1,9	0,38	0,34	0,18	0,10	0,01	0,01		0,00	0,00
8,3	2,76	2,30	1,60	0,42	0,29	0,00		0,01	0,01
10,2	2,81	2,37	1,69	0,42	0,30	0,01		0,00	0,01
15,7	2,99	2,56	1,90	0,44	0,43	0,01		0,00	0,00
20,6	3,01	2,62	1,99	0,49	0,42	0,04		0,15	0,38
25,0	3,04	2,69	2,09	0,54	0,41	0,02		0,13	0,35
31,0	3,07	2,78	2,21	0,61	0,38	0,01		0,10	0,34
35,0	3,08	2,83	2,29	0,66	0,38	0,02		0,06	0,33
40,0	3,10	2,90	2,37	0,71	0,37	0,02		0,06	0,33
45,6	3,12	2,96	2,49	0,77	0,36	0,01		0,03	0,33
51,0	3,14	3,05	2,62	0,85	0,35	0,01		0,03	0,34
60,0	3,17	3,19	2,81	0,96	0,33	0,02		0,00	0,33
70,0	3,20	3,35	3,06	1,10	0,31	0,01		0,02	0,33
80,0	3,22	3,51	3,30	1,23	0,30	0,01		0,02	0,33
90,0	3,24	3,70	3,61	1,39	0,28	0,02		0,07	0,32
100,0	3,26	3,88	3,91	1,56	0,27	0,01		0,07	0,33
110,0	3,27	4,09	4,21	1,72	0,26	0,01		0,14	0,33
120,0	3,29	4,30	4,58	1,93	0,23	0,01		0,19	0,33
130,0	3,29	4,52	4,93	2,12	0,22	0,02		0,18	0,32
140,0	3,31	4,71	5,30	2,30	0,20	0,00		0,24	0,33
150,0	3,32	4,90	5,61	2,47	0,19	0,00		0,28	0,34
160,0	3,32	5,11	5,95	2,69	0,17	0,01		0,36	0,33
170,0	3,32	5,42	6,42	2,90	0,15	0,00		0,45	0,33
180,0	3,32	5,64	6,92	3,18	0,14	0,00		0,50	0,36
190,0	3,31	5,73	7,40	3,40	0,14	0,00		0,52	0,40
200,0	3,31	-	7,83	3,62	0,13	0,01		0,79	0,45
210,0	3,28	-	8,42	5,47	0,12	0,00		1,02	0,44
225,0	3,13	-	8,42	7,88	0,12	0,01		1,20	0,42

Tabela B.8 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRU3

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,000000	Leitura perdida	0,000000	0,000000	0,00000	0,00000
1,9	0,044416		0,003736	0,002750	-0,02080	-0,02783
8,3	0,003448		0,003530	0,004433	0,00476	-0,00432
10,2	0,046222		0,004269	0,012274	-0,01962	-0,01730
15,7	0,063340		0,007020	0,012479	-0,03322	-0,02771
20,6	0,125900		0,008621	0,016625	-0,07677	-0,04477
25,0	0,174668		0,010263	0,019211	-0,10964	-0,06577
31,0	0,222409		0,012356	0,018226	-0,14726	-0,08369
35,0	0,291948		0,013916	0,024260	-0,19773	-0,10924
40,0	0,347201		0,017323	0,026272	-0,22953	-0,13833
45,6	0,407257		0,020115	0,031937	-0,26177	-0,16133
51,0	0,480121		0,023768	0,038669	-0,30654	-0,17576
60,0	0,568543		0,031034	0,049137	-0,35874	-0,21546
70,0	0,711766		0,044868	0,068020	-0,43701	-0,27324
80,0	0,875104		0,065598	0,086657	-0,52664	-0,34125
90,0	1,050141		0,089694	0,126147	-0,63210	-0,41099
100,0	1,220950		0,132181	0,184314	-0,72507	-0,48505
110,0	1,388024		0,219946	0,269041	-0,83758	-0,55887
120,0	1,552429		0,349869	0,415303	-0,94368	-0,65860
130,0	1,736990		0,477576	0,570184	-1,05194	-0,75318
140,0	1,937519		0,587836	0,685289	-1,16983	-0,86396
150,0	2,136817		0,677284	0,803595	-1,29975	-0,97850
160,0	2,305902		0,750764	0,897476	-1,43466	-1,09034
170,0	2,480118		0,827322	1,006012	-1,58824	-1,19483
180,0	2,638489		0,902115	1,123785	-1,75987	-1,32553
190,0	2,775226		0,915620	1,169596	-1,91911	-1,44625
200,0	3,230963		0,964182	1,205926	-2,19303	-1,65342
210,0	4,013377		0,993657	1,228421	-2,38789	-1,79737
225,0	5,702215		1,019641	1,263273	-3,32948	-2,86094

Tabela B.9 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRAF3

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)					Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
5,0	0,00	0,01	0,03	0,03	0,02	0,000	0,008	0,039	0,027
8,8	0,01	0,02	0,05	0,05	0,03	0,006	0,004	0,026	0,037
2,7	0,01	0,03	0,06	0,06	0,04	0,017	0,016	0,026	0,028
10,3	0,01	0,05	0,08	0,07	0,05	0,014	0,011	0,040	0,034
15,0	0,01	0,07	0,15	0,12	0,10	0,013	0,002	0,033	0,040
21,0	0,02	0,11	0,23	0,17	0,12	0,029	0,014	0,019	0,021
25,0	0,03	0,14	0,30	0,20	0,14	0,027	0,008	0,059	0,041
30,0	0,03	0,19	0,40	0,26	0,15	0,034	0,005	0,028	0,058
35,0	0,04	0,24	0,50	0,31	0,15	0,031	0,015	0,046	0,052
40,0	0,06	0,30	0,60	0,37	0,16	0,024	0,014	0,054	0,069
45,0	0,06	0,36	0,72	0,43	0,16	0,037	0,001	0,043	0,092
50,0	0,06	0,41	0,83	0,51	0,17	0,038	0,015	0,023	0,071
55,0	0,06	0,47	0,95	0,56	0,17	0,049	0,043	0,036	0,053
60,0	0,07	0,55	1,07	0,64	0,18	0,051	0,198	0,049	0,081
65,0	0,07	0,63	1,20	0,72	0,18	0,055	0,230	0,041	0,094
70,0	0,07	0,69	1,31	0,79	0,19	0,052	0,273	0,061	0,094
75,0	0,08	0,79	1,47	0,88	0,19	0,055	0,322	0,031	0,079
80,0	0,08	0,85	1,57	0,95	0,19	0,055	-	0,062	0,104
90,0	0,09	1,02	1,81	1,09	0,20	0,059	-	0,112	0,097
100,0	0,09	1,16	2,09	1,25	0,20	0,053	-	0,148	0,110
110,0	0,09	1,30	2,34	1,39	0,20	0,059	-	0,420	0,116
120,0	0,10	1,47	2,65	1,58	0,20	0,058	-	-	0,132
130,0	0,10	1,71	3,17	1,86	0,20	0,052	-	-	0,154
140,0	0,10	1,90	3,50	2,01	0,20	0,051	-	-	0,157
150,0	-	2,09	4,01	2,17	0,20	0,070	-	-	0,149
160,0	-	2,22	4,39	2,35	0,19	0,064	-	-	0,180
170,0	-	2,36	4,74	2,50	-	0,063	-	-	0,176
180,0	-	2,50	5,03	2,62	-	0,067	-	-	0,173
190,0	-	2,63	5,49	2,77	-	0,050	-	-	0,195
200,0	-	-	5,90	2,96	-	0,022	-	-	0,182
210,0	-	-	6,34	3,14	-	0,007	-	-	0,169
220,0	-	-	6,84	3,35	-	0,050	-	-	0,206
230,0	-	-	7,69	4,09	-	0,025	-	-	0,212
240,0	-	-	-	5,10	-	-	-	-	-

Tabela B.10 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRAF3

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,00000	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	0,00000	0,00000
5,0	-0,02590	-0,02664		0,00045	0,01855	0,01356
8,8	0,00296	0,00386		0,00008	-0,00275	-0,00664
2,7	0,02923	0,03128		-0,00016	-0,02072	-0,01694
10,3	0,06925	0,08452		0,00111	-0,05110	-0,04328
15,0	0,11285	0,15554		0,00115	-0,07689	-0,06522
21,0	0,36522	0,37745		0,00000	-0,12984	-0,10004
25,0	0,50758	0,51842		-0,00090	-0,18315	-0,12964
30,0	0,63685	0,68188		0,00090	-0,23558	-0,15142
35,0	0,76242	0,83545		0,00534	-0,28276	-0,18755
40,0	0,84789	0,95597		0,01178	-0,33237	-0,22021
45,0	0,93520	1,05511		0,01634	-0,37706	-0,26684
50,0	1,01886	1,14874		0,02479	-0,41952	-0,29789
55,0	1,07986	1,23228		0,04011	-0,46350	-0,31318
60,0	1,14587	1,30711		0,05534	-0,51087	-0,35670
65,0	1,24057	1,41027		0,09191	-0,56681	-0,39723
70,0	1,28967	1,47300		0,12689	-0,60388	-0,42872
75,0	1,42665	1,62583		0,20804	-0,67833	-0,50285
80,0	1,55777	1,78982		0,28858	-0,78235	-0,57684
90,0	1,64586	1,92689		0,35053	-0,85904	-0,63380
100,0	1,74438	2,08021		0,53566	-0,94749	-0,70605
110,0	1,83358	2,25533		0,54096	-1,04612	-0,78518
120,0	1,91116	2,37203		0,57039	-1,14467	-0,85358
130,0	1,78407	2,52072		0,56062	-1,23913	-0,91549
140,0	1,83621	2,69038		0,56156	-1,33776	-0,97670
150,0	1,89150	2,84497		0,56550	-1,46100	-1,05496
160,0	1,95041	2,98438		0,57408	-1,54669	-1,11369
170,0	1,64750	3,14324		0,58418	-1,70063	-1,18264
180,0	1,04468	3,57862		0,59871	-1,83090	-1,28489
190,0	1,01632	3,74130		0,60885	-1,95559	-1,36909
200,0	1,16052	4,13086		0,62224	-2,02796	-1,45844
210,0	-1,77837	-		0,63036	-2,50534	-1,80001
220,0	-1,43991	-		0,65918	-2,90037	-2,16747
230,0	-0,95975	-		0,67289	-2,91586	-2,66691
240,0	-	-		-	-	-

Tabela B.11 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI1B

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)				Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
0,0	0,00	0,00	0,00	Não foi feita leitura nessa posição	0,00	0,00	0,00	0,00
5,0	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00
10,0	0,08	0,09	0,04		0,03	0,00	0,00	0,00
15,0	0,07	0,13	0,17		0,05	0,00	0,00	0,00
20,0	0,12	0,21	0,27		0,07	0,00	0,00	0,00
25,0	0,14	0,25	0,35		0,08	0,00	0,00	0,00
30,0	0,17	0,32	0,46		0,10	0,00	0,01	0,01
35,0	0,18	0,35	0,51		0,10	0,00	0,01	0,01
40,0	0,21	0,41	0,59		0,11	0,00	0,01	0,01
45,0	0,22	0,45	0,66		0,12	0,00	0,01	0,01
50,0	0,24	0,49	0,73		0,12	0,00	0,01	0,01
55,0	0,25	0,56	0,83		0,12	0,01	0,01	0,01
60,0	0,26	0,60	0,90		0,13	0,01	0,01	0,01
65,0	0,28	0,65	0,98		0,13	0,01	0,01	0,01
70,0	0,29	0,72	1,07		0,13	0,01	0,01	0,01
75,0	0,30	0,77	1,16		0,14	0,01	0,01	0,01
80,0	0,32	0,82	1,24		0,14	0,02	0,01	0,01
85,0	0,33	0,89	1,37		0,14	0,02	0,01	0,01
90,0	0,34	0,95	1,48		0,14	0,02	0,01	0,01
95,0	0,37	1,00	1,55		0,17	0,02	0,01	0,01
105,0	0,38	1,12	1,77		0,18	0,02	0,01	0,01
115,0	0,40	1,24	1,98		0,19	0,02	0,01	0,01
125,0	0,42	1,43	2,38		0,21	0,02	0,14	0,14
135,0	0,44	1,59	2,72		0,22	0,03	0,20	0,20
145,0	0,46	1,79	3,14		0,24	0,03	0,26	0,26
155,0	0,47	1,95	3,49		0,24	0,04	0,31	0,31
165,0	0,50	2,15	3,92		0,27	0,05	0,35	0,35
175,0	0,52	2,31	4,37		0,27	0,06	0,40	0,40
185,0	0,54	2,47	4,61		0,27	0,07	0,43	0,43
195,0	0,55	2,66	5,00		0,29	0,08	0,46	0,46
205,0	0,57	2,86	5,41		0,30	0,10	0,49	0,49
215,0	0,59	3,09	5,90		0,33	0,11	0,53	0,53
225,0	0,61	3,52	6,69		0,35	0,21	0,58	0,58
235,0	0,64	4,62	-		0,38	0,48	0,67	0,67
245,0	0,68	5,32	-		0,38	-	-	-

Tabela B.12 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRAF3

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,00000	0,00000	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	0,00000
5,0	0,03229	0,05161	0,04115		-0,01018	-0,03204
10,0	0,04638	0,10061	0,05628		-0,02901	-0,03966
15,0	0,06305	0,13394	0,06828		-0,05904	-0,08802
20,0	0,09590	0,18556	0,08547		-0,06411	-0,05189
25,0	0,11776	0,22775	0,10162		-0,09057	-0,11549
30,0	0,15218	0,28979	0,10371		-0,09568	-0,09006
35,0	0,16519	0,32260	0,11724		-0,12516	-0,11549
40,0	0,20533	0,36902	0,12404		-0,13943	-0,11600
45,0	0,21052	0,41174	0,14385		-0,16691	-0,15264
50,0	0,24285	0,45602	0,14385		-0,16998	-0,16538
55,0	0,26684	0,51388	0,16571		-0,20406	-0,27682
60,0	0,28661	0,55716	0,17352		-0,23511	-0,22336
65,0	0,31218	0,61239	0,18709		-0,24832	-0,23000
70,0	0,34499	0,68378	0,20428		-0,28445	-0,23814
75,0	0,36689	0,74477	0,23713		-0,30941	-0,30123
80,0	0,40755	0,79948	0,23347		-0,32922	-0,29003
85,0	0,44507	0,89434	0,27880		-0,36181	-0,38878
90,0	0,49665	0,97514	0,29342		-0,45238	-0,36535
95,0	0,54617	1,02413	0,30489		-0,52160	-0,40352
105,0	0,62121	1,13823	0,32937		-0,57809	-0,39487
115,0	0,75049	1,30241	0,36427		-0,65337	-0,44015
125,0	0,89430	1,44626	0,42213		-0,73635	-0,46661
135,0	1,19294	1,58697	0,53212		-0,81368	-0,51496
145,0	1,59530	1,74281	0,75516		-0,89509	-0,55922
155,0	1,79282	1,88352	0,92091		-0,97803	-0,66509
165,0	2,01276	2,03100	1,06266		-1,15870	-0,74092
175,0	2,11228	2,19675	1,13666		-1,29660	-0,81926
185,0	2,26656	2,37969	1,24403		-1,41976	-1,28182
195,0	2,52297	2,92428	1,41965		-2,23753	-1,63754
205,0	2,50264	3,22032	1,56559		-2,85579	-
215,0	2,57402	4,96261	1,59788		-1,41976	-
225,0	2,73716	-	1,76830		-2,23753	-
235,0	2,76320	-	1,86577		-2,85579	-
245,0	-	-	-		-	-

Tabela B.13 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI2A

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)				Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
0,0	0,00	0,00	0,00	Não foi feita leitura nessa posição	0,00	0,00	0,00	0,00
5,0	0,01	0,04	0,05		0,02	0,00	0,00	0,00
10,0	0,04	0,10	0,17		0,04	0,00	0,00	0,00
15,0	0,09	0,22	0,38		0,05	0,00	0,00	0,00
20,0	0,11	0,30	0,50		0,07	0,00	0,00	0,00
25,0	0,13	0,37	0,60		0,08	0,00	0,00	0,00
35,0	0,15	0,43	0,72		0,08	0,00	0,00	0,00
40,0	0,18	0,59	0,97		0,10	0,00	0,01	0,00
45,0	0,21	0,73	1,19		0,11	0,00	0,01	0,01
50,0	0,23	0,89	1,46		0,12	0,01	0,01	0,01
60,0	0,25	1,02	1,70		0,13	0,01	0,01	0,02
70,0	0,28	1,18	1,96		0,15	0,01	0,01	0,03
80,0	0,29	1,37	2,26		0,16	0,01	0,01	0,04
90,0	0,30	1,57	2,62		0,17	0,02	0,01	0,06
100,0	0,32	1,83	3,11		0,18	0,02	0,00	0,08
110,0	0,33	2,06	3,55		0,19	0,02	0,00	0,09
120,0	0,33	2,24	3,94		0,20	0,02	0,00	0,11
130,0	0,34	2,42	4,36		0,16	0,02	0,00	0,12
140,0	0,34	2,62	4,96		0,21	0,02	0,01	0,13
150,0	0,35	2,76	5,39		0,22	0,02	0,02	0,14
160,0	0,35	2,99	5,85		0,22	0,03	0,04	0,15
170,0	0,36	3,21	6,40		0,23	0,04	0,05	-
180,0	0,36	3,49	7,07		0,24	0,08	0,07	-
190,0	0,36	4,32	8,20		-0,24	0,41	-	-
200,0	-	-	-		-	-	-	-
210,0	-	-	-		-	-	-	-
220,0	-	-	-		-	-	-	-

Tabela B.14 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}), dos conectores ($A_{s\text{ conec}}$) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRI2A

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		$A_{s\text{ conec}}$ (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EA7	EA8	EC1	EC2
0,0	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
5,0	0,01860		0,01166	0,01379	0,02763	0,03060	-0,00865	0,01171
10,0	0,04836		0,01593	0,01646	0,04413	0,03060	-0,02492	0,00511
15,0	0,08341		0,01700	0,02603	0,06219	0,03918	-0,06463	-0,00507
20,0	0,11954		0,01913	0,02336	0,08768	0,03594	-0,08550	-0,01934
25,0	0,31937		0,01753	0,02496	0,28431	0,03383	-0,10838	-0,04069
35,0	0,57125		0,01539	0,02282	0,50910	0,03487	-0,13790	-0,09210
40,0	0,64617		0,01700	0,02282	0,56596	0,04026	-0,19490	-0,12009
45,0	0,72482		0,01913	0,02122	0,59835	0,03810	-0,24172	-0,13739
50,0	0,81726		0,02496	0,02176	0,63184	0,03541	-0,29974	-0,16436
60,0	0,95224		0,06905	0,05205	0,73385	0,04080	-0,35061	-0,21322
70,0	1,11007		0,11740	0,09031	0,80507	0,03006	-0,40658	-0,26664
80,0	1,29554		0,18702	0,15673	0,91242	0,03433	-0,46409	-0,33484
90,0	1,41614		0,25082	0,22266	0,94165	0,03114	-0,51296	-0,38827
100,0	1,58461		0,34593	0,31403	1,02297	0,03487	-0,56587	-0,46865
110,0	1,76527		0,45007	0,41818	1,09628	0,03168	-0,62896	-0,53175
120,0	1,92418		0,68443	0,65943	1,13774	0,08105	-0,71497	-0,60604
130,0	2,08678		1,22699	1,16853	1,16484	0,21522	-0,78671	-0,68647
140,0	2,23505		1,56282	1,60001	1,21533	0,29893	-0,88239	-0,75465
150,0	2,40508		1,79237	1,87422	1,27481	0,39449	-0,97450	-0,83915
160,0	2,57675		1,91991	2,02619	1,31044	0,51738	-1,06251	-0,90987
170,0	2,72285		2,04638	2,16703	1,35137	0,67518	-1,16582	-1,03094
180,0	2,86156		2,13460	2,29137	1,39069	0,98269	-1,32868	-1,10626
190,0	3,19583		2,24035	2,39605	-	1,28219	-2,20038	-1,21417
200,0	3,62517		2,30730	2,49650	-	1,44642	-	-1,32101
210,0	4,00989		2,38808	2,66866	-	1,56773	-	-1,45691
220,0	4,94731		2,45344	2,84029	-	1,68527	-	-2,25278

Tabela B.15 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI1A

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)					Deslocamentos horizontais (mm/m)		
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
0,0	0,00	0,00	0,00	Não foi feita leitura nessa posição.	0,00	0,00	0,00	0,00
5,0	0,04	0,08	0,07		0,05	0,00	0,00	0,00
13,0	0,07	0,12	0,12		0,06	0,00	0,00	0,00
20,0	0,13	0,20	0,18		0,08	0,00	0,00	0,00
25,0	0,15	0,25	0,26		0,09	0,00	0,00	0,00
30,0	0,19	0,32	0,33		0,10	0,00	0,00	0,00
35,0	0,21	0,08	0,40		0,11	0,00	0,00	0,00
40,0	0,23	0,13	0,51		0,12	0,00	0,00	0,01
45,0	0,25	0,19	0,60		0,14	0,01	0,00	0,01
50,0	0,27	0,26	0,70		0,15	0,01	0,00	0,01
60,0	0,30	0,41	0,93		0,17	0,02	0,00	0,01
70,0	0,34	0,57	1,17		0,21	0,03	0,00	0,01
80,0	0,36	0,73	1,42		0,21	0,04	0,00	0,01
90,0	0,38	0,88	1,67		0,22	0,06	0,00	0,01
100,0	0,40	1,06	1,94		0,23	0,08	0,00	0,01
110,0	0,42	1,23	2,22		0,24	0,09	0,00	0,01
120,0	0,44	1,42	2,54		0,25	0,11	0,00	0,01
130,0	0,45	1,66	3,06		0,25	0,12	0,00	0,01
140,0	0,48	1,82	3,86		0,26	0,13	0,00	0,01
150,0	0,48	2,08	4,50		0,26	0,14	0,01	0,02
160,0	0,49	2,23	5,06		0,27	0,15	0,01	0,04
170,0	0,50	2,41	6,27		0,22	0,13	0,00	0,05

Tabela B.16 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}), e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRI1A

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EC1	EC2
0,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
5,0	0,05792	0,03617	0,00316	-0,00320	-0,00307	-0,01274
13,0	0,06802	0,06646	0,00213	-0,00053	-0,01679	-0,01832
20,0	0,16847	0,12808	0,00476	-0,00160	-0,02138	-0,03054
25,0	0,35020	0,29334	0,00796	-0,00320	-0,04073	-0,04021
30,0	0,46444	0,40545	0,00743	-0,00423	-0,05904	-0,05853
35,0	0,48410	0,45332	0,00956	-0,00267	-0,07992	-0,06718
40,0	0,54202	0,50270	0,01170	-0,00373	-0,10228	-0,08192
45,0	0,65150	0,57179	0,01700	-0,00636	-0,11958	-0,09922
50,0	0,69773	0,63451	0,03083	-0,00530	-0,14557	-0,11349
60,0	0,92358	0,83910	0,03719	-0,00583	-0,21019	-0,16640
70,0	1,05909	0,97777	0,03772	0,00583	-0,27682	-0,23256
80,0	1,22965	1,15047	0,03719	0,03559	-0,35163	-0,33024
90,0	1,39705	1,29607	0,04729	0,05952	-0,40202	-0,38013
100,0	1,55116	1,47837	0,06749	0,09511	-0,47990	-0,45647
110,0	1,64093	1,60748	0,12274	0,12861	-0,53383	-0,51445
120,0	1,82373	1,77861	0,14400	0,14294	-0,58065	-0,57707
130,0	1,95341	1,92048	0,14134	0,13444	-0,64881	-0,62998
140,0	2,13727	2,09692	0,13017	0,13657	-0,74654	-0,72617
150,0	2,26641	2,24092	0,12541	0,14827	-0,80405	-0,78313
160,0	2,35303	2,35196	0,13070	0,16153	-0,87933	-0,82795
170,0	-	-	-	-	-	-

Tabela B.17 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI2B

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)				Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
0,0	0,00	0,00	0,00	Não foi feita leitura nessa posição.	0,00	0,00	0,00	0,00
15,0	0,04	0,06	0,09		0,04	0,00	0,00	0,00
20,0	0,06	0,12	0,16		0,06	0,00	0,00	0,00
25,0	0,10	0,19	0,24		0,10	0,00	0,00	0,00
30,0	0,13	0,25	0,33		0,12	0,00	0,00	0,00
35,0	0,16	0,31	0,41		0,14	0,00	0,00	0,00
40,0	0,18	0,37	0,49		0,15	0,00	0,00	0,00
45,0	0,21	0,43	0,59		0,16	0,00	0,00	0,00
50,0	0,22	0,48	0,66		0,17	0,00	0,00	0,00
60,0	0,26	0,60	0,82		0,18	0,00	0,00	0,00
70,0	0,29	0,72	0,98		0,20	0,00	0,00	0,00
80,0	0,32	0,85	1,18		0,20	-0,01	0,00	0,00
90,0	0,34	0,95	1,35		0,21	0,00	0,00	0,00
100,0	0,36	1,08	1,58		0,22	0,00	0,00	0,00
110,0	0,39	1,22	1,80		0,22	0,00	0,00	0,00
120,0	0,41	1,41	2,25		0,23	0,00	0,00	0,00
130,0	0,40	1,61	2,65		0,23	0,00	0,00	0,00
140,0	0,42	1,84	3,08		0,23	0,00	0,00	0,00
150,0	0,43	2,03	3,41		0,24	0,00	0,00	0,00
160,0	0,44	2,20	3,76		0,25	0,00	0,00	0,00
170,0	0,46	2,41	4,17		0,26	0,00	0,00	0,03
180,0	0,47	2,52	4,53		0,26	0,00	0,00	0,05
190,0	0,48	2,73	4,94		0,27	0,00	0,00	0,09
200,0	0,49	2,90	5,34		0,27	0,00	0,00	0,14
210,0	0,50	3,14	5,85		0,27	0,00	0,00	0,20
220,0	0,51	3,35	6,29		0,27	0,00	0,00	0,24
230,0	0,51	4,07	6,51		0,27	0,00	0,00	0,42
240,0	-	-	-		-	-	-	-

Tabela B.18 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}), dos conectores ($A_{s\text{ conec}}$), da armadura de confinamento ($A_{s\text{ conf}}$) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRI2B

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		$A_{s\text{ conec}}$ (mm/m)		$A_{s\text{ conf}}$ (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EA7	EA8	EA5	EA6	EC1	EC2
0,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	Leitura perdida.	Leitura perdida.	0,00000	0,00000	0,00000
15,0	0,17377	0,13978	0,04787	0,04462	0,08213			0,04668	-0,06109	1,05029
20,0	0,23809	0,17857	0,06326	0,05102	0,05850			0,08640	-0,09364	-0,18369
25,0	0,30237	0,25931	0,08025	0,07122	0,12131			0,09337	-0,11247	-0,05495
30,0	0,36563	0,33587	0,09569	0,08501	0,13205			0,11970	-0,14045	-0,15012
35,0	0,42565	0,35073	0,11055	0,09298	0,12666			0,14921	-0,16235	-0,80149
40,0	0,50007	0,36457	0,12171	0,10521	0,15888			0,16315	-0,18118	-2,09962
45,0	0,58402	0,48784	0,14561	0,11905	0,19378			0,20664	-0,22037	-2,04872
50,0	0,63398	0,57766	0,15624	0,13177	0,21364			0,22704	-0,19541	-2,03700
60,0	0,80934	0,64087	0,18973	0,16153	0,28769			0,28392	-0,28295	-1,98358
70,0	0,96661	0,78221	0,22163	0,20032	0,37787			0,33595	-0,34656	-2,01566
80,0	1,17970	0,96024	0,27742	0,24975	0,46373			0,42559	-0,43815	-2,70008
90,0	1,31364	1,16163	0,32737	0,28961	0,47662			0,49321	-0,47227	-2,79675
100,0	1,49960	1,31311	0,39802	0,34486	0,57804			0,55979	-0,56488	-2,85834
110,0	1,68826	1,46668	0,47351	0,40438	0,66017			0,62202	-0,62236	-2,89192
120,0	1,86839	1,55859	0,80138	0,71312	0,74068			0,72721	-0,73687	-3,00945
130,0	1,98054	1,76798	0,93898	0,82634	0,80561			0,81469	-0,80405	-3,06901
140,0	2,09158	1,98477	1,08405	0,94534	1,00205			0,92742	-0,91242	-3,15042
150,0	2,20636	2,05599	1,21693	1,04419	1,12655			1,02079	-0,94855	-3,21709
160,0	2,31744	2,30200	1,33540	1,14673	1,24036			1,12759	-1,05693	-3,28325
170,0	2,48853	2,42425	1,47304	1,27534	1,44268			1,34123	-1,16939	-3,04204
180,0	2,55019	2,53956	1,58038	1,37366	1,56395			1,41528	-1,22946	-3,09648
190,0	2,83873	2,82014	1,78022	1,54902	1,68095			1,54571	-1,34141	-3,10360
200,0	3,07785	3,00823	1,91675	1,61491	1,78187			1,66002	-1,44523	-3,22169
210,0	3,41528	3,46844	2,03366	1,69303	1,95629			1,78668	-1,59178	-3,31631
220,0	3,86272	3,80320	2,14100	1,76794	2,10497			1,89937	-1,65641	-3,25832
230,0	-	-	2,20586	1,81367	2,66422			2,26434	-2,33065	-3,48424
240,0	-	-	2,34084	1,84446	3,42472			2,75651	-2,89958	-3,83484

Tabela B.19 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI1C

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)				Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
0,0	0,00	0,00	0,00	Não foi feita leitura nessa posição.	0,00	0,00	0,00	0,00
6,0	0,02	0,02	0,06		0,03	0,00	0,00	0,00
10,0	0,04	0,05	0,10		0,04	0,00	0,00	0,00
15,0	0,09	0,13	0,18		0,09	0,00	0,00	0,00
20,0	0,13	0,16	0,26		0,10	0,00	0,00	0,00
25,0	0,15	0,23	0,34		0,11	0,00	0,00	0,00
30,0	0,17	0,28	0,41		0,12	0,00	0,00	0,00
35,0	0,20	0,33	0,47		0,13	0,00	0,00	0,00
40,0	0,22	0,40	0,56		0,13	0,00	0,00	0,00
45,0	0,23	0,44	0,62		0,13	0,00	0,00	0,00
50,0	0,26	0,56	0,79		0,14	0,00	0,01	0,01
60,0	0,26	0,68	0,95		0,15	0,00	0,01	0,01
70,0	0,32	0,80	1,14		0,15	0,00	0,01	0,01
80,0	0,35	0,96	1,36		0,17	0,00	0,01	0,02
90,0	0,37	1,05	1,51		0,18	0,00	0,01	0,02
100,0	0,39	1,22	1,74		0,19	0,00	0,02	0,03
110,0	0,42	1,39	2,00		0,20	0,00	0,02	0,04
120,0	0,44	1,54	2,29		0,20	0,00	0,02	0,04
130,0	0,46	1,74	2,60		0,20	0,00	0,01	0,06
140,0	0,46	1,94	2,95		0,21	0,00	0,01	0,07
150,0	0,46	2,12	3,28		0,22	0,00	0,02	0,08
160,0	0,52	2,20	3,47		0,24	0,00	0,02	0,10
160,0	0,54	2,29	3,73		0,25	0,00	0,02	0,11
170,0	0,55	2,45	4,00		0,26	0,00	0,03	0,11
180,0	0,55	2,61	4,30		0,27	0,00	0,03	0,13
190,0	0,55	2,92	4,67		0,29	0,00	0,04	0,14
200,0	0,55	2,99	4,99		0,30	0,00	0,04	0,16
210,0	0,55	3,28	5,54		0,30	0,00	0,10	0,19
220,0	0,55	3,48	5,92		0,36	0,00	0,15	0,20
230,0	0,55	3,99	7,06		0,30	0,00	0,17	0,38
240,0	0,60	4,78	8,68		0,30	0,00	0,19	0,65
250,0	0,71	6,19	8,93		-	1,00	0,21	1,18
260,0	-	-	-		-	-	-	-
272,9	-	-	-		-	-	-	-

Tabela B.20 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}), da armadura de confinamento ($A_{s\ conf}$) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRI1C

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		$A_{s\ conf}$ (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EC1	EC2
0,0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	0,00000
6,0	0,09166	0,11152	-0,00837	0,00469	0,08209		-0,09773	-0,09364
10,0	0,12252	0,13611	-0,00158	0,00943	0,07459		-0,10229	-0,11042
15,0	0,17017	0,21099	0,00627	0,01412	0,11485		-0,13637	-0,14655
20,0	0,22413	0,26337	0,01258	0,02459	0,13951		-0,17049	-0,18370
25,0	0,27700	0,32724	0,02358	0,03507	0,12451		-0,20099	-0,22340
30,0	0,32307	0,36183	0,02253	0,04134	0,13578		-0,21731	-0,25850
35,0	0,36393	0,40159	0,02253	0,05081	0,16638		-0,24325	-0,28598
40,0	0,42833	0,47124	0,03038	0,06124	0,19320		-0,27784	-0,32824
45,0	0,46865	0,52516	0,03612	0,07014	0,21738		-0,30379	-0,36079
50,0	0,58648	0,65242	0,02617	0,09109	0,30540		-0,36385	-0,44220
60,0	0,71633	0,80164	0,05343	0,11520	0,34561		-0,42950	-0,51956
70,0	0,79593	0,94827	0,05760	0,14611	0,47016		-0,49362	-0,59944
80,0	0,96716	1,10380	0,06440	0,21050	0,52008		-0,56740	-0,69512
90,0	1,06768	1,22632	0,08535	0,24610	0,60432		-0,62287	-0,76026
100,0	1,21431	1,35722	0,13721	0,41943	0,63865		-0,68545	-0,83813
110,0	1,38133	1,53528	0,22308	0,62208	0,74118		-0,76993	-0,92768
120,0	1,48294	1,63738	0,33828	0,81110	0,72937		-0,82995	-0,99435
130,0	1,65206	1,79080	0,47492	0,98180	0,86407		-0,90173	-1,08134
140,0	1,77353	1,90022	0,54353	1,08548	0,86407		-0,99384	-1,17855
150,0	1,95054	2,06886	0,61371	1,22005	1,00470		-1,05540	-1,24825
160,0	1,98456	2,06934	0,71948	1,37138	1,00362		-1,10882	-1,26405
160,0	2,12593	2,21233	0,76871	1,49548	1,09488		-1,17042	-1,33886
170,0	2,27673	2,35423	0,82680	1,59810	1,17431		-1,24676	-1,42129
180,0	2,44168	2,48881	0,89803	1,71957	1,20383		-1,32101	-1,50270
190,0	2,79566	2,90508	0,97290	1,85208	1,34442		-1,42790	-1,62024
200,0	3,03966	3,13285	1,02682	1,93849	1,38041		-1,53474	-1,71592
210,0	3,16428	3,38053	1,07500	2,05680	1,55695		-1,68742	-1,89046
220,0	-	4,38171	1,17293	2,18248	1,65786		-1,79529	-2,00748
230,0	-	-	1,24311	2,26051	1,90368		-2,20852	-2,47107
240,0	-	-	1,31430	2,35160	2,32392		-2,74026	-3,09496
250,0	-	-	1,34152	2,34638	2,72915		-3,66082	-3,67305
260,0	-	-	-	-	-		-	-
272,9	-	-	-	-	-		-	-

Tabela B.21 - Leitura dos deslocamentos verticais e horizontais ao longo do eixo longitudinal da viga VRI2C

Força (kN)	Deslocamentos verticais (mm)				Deslocamentos horizontais (mm)			
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R9
0,0	0,00	0,00	0,00	Não foi feita leitura nessa posição.	0,00	0,00	0,00	0,00
6,0	0,01	0,00	0,05		0,07	0,00	0,00	0,00
10,0	0,03	0,05	0,09		0,08	0,00	0,00	0,00
15,0	0,04	0,05	0,14		0,09	0,00	0,00	0,00
20,0	0,06	0,10	0,21		0,13	0,00	0,00	0,00
25,0	0,07	0,13	0,25		0,15	0,00	0,00	0,00
30,0	0,11	0,20	0,34		0,20	0,00	0,00	0,00
35,0	0,13	0,25	0,40		0,22	0,00	0,00	0,00
40,0	0,15	0,30	0,47		0,24	0,00	0,00	0,01
45,0	0,15	0,35	0,53		0,25	0,00	0,00	0,01
50,0	0,17	0,40	0,62		0,27	0,00	0,00	0,01
60,0	0,19	0,50	0,75		0,31	0,00	0,00	0,01
70,0	0,21	0,57	0,90		0,34	0,00	0,00	0,01
80,0	0,23	0,72	1,09		0,39	0,00	0,00	0,02
90,0	0,24	0,82	1,25		0,42	0,00	0,00	0,02
100,0	0,26	0,92	1,42		0,47	0,00	0,00	0,03
110,0	0,28	1,06	1,63		0,51	0,00	0,00	0,03
120,0	0,30	1,20	1,87		0,56	0,00	0,00	0,04
130,0	0,31	1,30	2,05		0,59	0,00	0,00	0,04
140,0	0,33	1,51	2,53		0,65	0,00	0,00	0,05
150,0	0,34	1,80	2,91		0,67	0,00	0,02	0,05
160,0	0,34	2,01	3,36		0,70	0,00	0,04	0,06
170,0	0,35	2,16	3,67		0,72	0,00	0,05	0,07
180,0	0,35	2,31	3,97		0,74	0,00	0,06	0,08
190,0	0,37	2,48	4,30		0,77	0,00	0,11	0,08
200,0	0,38	2,68	4,83		0,79	0,00	0,43	0,08
210,0	0,38	2,84	5,20		0,82	0,00	0,54	0,09
220,0	0,39	3,05	5,62		0,85	0,00	0,65	0,10
230,0	0,39	3,23	5,98		0,87	0,00	0,74	0,11
240,0	0,40	3,55	6,75		0,91	0,00	0,86	0,17
250,0	0,40	4,19	8,31		0,97	0,00	1,11	0,29
260,0	-	-	-		-	-	-	-
270,0	-	-	-		-	-	-	-
272,8	-	-	-		-	-	-	-

Tabela B.22 - Leitura das deformações da armadura longitudinal do substrato (A_{sl}), da armadura transversal (A_{st}), dos conectores ($A_{s\text{ conec}}$), da armadura de confinamento ($A_{s\text{ conf}}$) e das deformações do concreto (EC1 e EC2) da viga VRI2C

Força (kN)	A_{sl} (mm/m)		A_{st} (mm/m)		$A_{s\text{ conf}}$ (mm/m)		$A_{s\text{ conec}}$ (mm/m)		Concreto (mm/m)	
	EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8	EC1	EC2
0,0	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	Leitura perdida.	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
6,0	0,00912		0,00535		0,00230		0,00107	-0,03986	0,00609	0,14399
10,0	0,05207		0,02575		0,00256		0,00213	-0,07069	-0,02543	-0,06718
15,0	0,09179		0,03649		0,00554		0,00053	-0,05419	-0,03868	-0,16542
20,0	0,14706		0,06120		0,00475		0,00320	0,00267	-0,07021	-0,22088
25,0	0,20183		0,08587		0,00564		0,00374	-0,00267	-0,11042	-0,37097
30,0	0,24959		0,10518		0,00768		0,02073	-0,00957	-0,12009	-0,32061
35,0	0,31667		0,11754		0,02661		0,02496	0,01966	-0,14046	-0,49008
40,0	0,35423		0,13363		0,02802		0,02496	0,01913	-0,17607	-0,49059
45,0	0,42990		0,17281		0,02744		0,01539	0,02500	-0,20048	-0,51956
50,0	0,47712		0,20179		0,02922		0,02020	0,04782	-0,23865	-0,55977
60,0	0,54636		0,22542		-0,00429		0,01539	0,05632	-0,27989	-0,63765
70,0	0,66228		0,28608		-0,00607		0,00850	0,05049	-0,34196	-0,72924
80,0	0,77178		0,33703		-0,00622		0,02286	0,06272	-0,40761	-0,79791
90,0	0,94997		0,40681		-0,00189		0,03826	0,08822	-0,48395	-0,84780
100,0	1,05408		0,44868		-0,00094		0,04622	0,10628	-0,56791	-0,87374
110,0	1,20491		0,50826		0,00026		0,05369	0,09885	-0,63352	-1,11342
120,0	1,36806		0,58608		-0,00455		0,06272	0,13871	-0,71800	-1,16888
130,0	1,54410		0,64512		0,00392		0,07438	0,19556	-0,81010	-1,20859
140,0	1,65521		0,69073		0,00836		0,07972	0,24499	-0,87221	-1,24829
150,0	1,81247		0,75515		0,00240		0,13604	0,26305	-0,97092	-1,30780
160,0	1,94879		0,82812		0,00115		0,12754	0,24445	-1,03708	-1,35309
170,0	2,10227		0,89736		-0,00094		0,13817	0,25135	-1,14852	-1,43147
180,0	2,26061		0,96606		-0,00382		0,15730	0,25985	-1,20756	-1,46253
190,0	2,44253		1,02726		0,00041		0,19663	0,28004	-1,32357	-1,53683
200,0	2,60945		1,11204		0,00601		0,20989	0,30980	-1,39327	-1,57142
210,0	2,81231		1,17485		0,00297		0,23912	0,29441	-1,46505	-1,61210
220,0	3,10432		1,25748		0,00617		0,28058	0,29704	-1,56375	-1,67575
230,0	3,75856		1,33908		0,00564		0,31141	0,33320	-1,67064	-1,74749
240,0	4,79116		1,42013		0,00371		0,39589	0,38049	-1,76223	-1,80802
250,0	-		1,53390		0,00617		0,61325	0,36773	-1,99172	-1,94545
260,0	-		1,79364		0,01244		0,84226	0,39375	-2,47920	-2,23293
270,0	-		2,11459		0,00747		-	0,44002	-2,87663	-2,54642
272,8	-		-		-		-	-	-	-

APÊNDICE C: ANÁLISE TEÓRICA PARA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DAS VIGAS ENSAIADAS

C.1 - Hipóteses de cálculos

Para prever o comportamento das vigas ensaiadas foram calculados vários parâmetros tais como: momento de fissuração, momento de ruptura, deformações das armaduras, deformações do concreto e deslocamentos verticais. Esta previsão foi feita admitindo-se comportamento entre o estágio I (concreto não fissurado) e estágio II (concreto fissurado).

Na realidade, a seção onde aparece a fissura encontra-se no estágio II e à medida que se afasta da seção fissurada, o comportamento aproxima-se do estágio I, uma vez que o concreto retoma a capacidade de absorver o esforço de tração, configurando, deste modo, uma situação intermediária entre os dois estágios.

Desta forma, quando o momento atuante for menor que o momento fletor de fissuração, supõe-se que a peça esteja trabalhando no estágio I. Nos casos em que o momento fletor atuante supera o momento fletor de fissuração, utiliza-se uma inércia equivalente I_e , situada entre a inércia do estágio I e a inércia do estágio II, obtida através da Fórmula de Branson.

Para possibilitar a aplicação das hipóteses da Teoria Clássica da Resistência dos Materiais às peças de concreto armado, transformou-se a seção heterogênea de concreto e aço em uma seção homogênea. Para isso, determinou-se o coeficiente α_e que é a relação entre os módulos de elasticidade do aço (E_s) e do concreto (E_c).

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right) \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \leq I_c \quad (1C)$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{12} + A_s \cdot \alpha_e \cdot (d - x_{II})^2 \quad (2C)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (3C)$$

$$x_{II}^2 - \frac{2A_s\alpha_e(d-x_{II})}{b} = 0 \quad (4C)$$

Onde:

I_{II} é o momento de inércia no estágio II,

I_c é o momento de inércia da seção bruta,

x_{II} é a posição da linha neutra para o estágio II,

d é a distância do centro de gravidade da área de aço até a fibra mais comprimida

$$E_s = 210.000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

É importante esclarecer que, para essa análise teórica, os coeficientes de segurança foram admitidos iguais à unidade, pois se pretendia levar a peça à ruptura.

Neste trabalho admitiu-se ainda como hipóteses de cálculo:

1. Resistência do concreto à tração é igual a zero;
2. Seções planas se mantêm planas após as deformações (hipótese de Bernoulli);
3. Os materiais tem comportamento linear;
4. Aderência perfeita entre concreto e armadura;
5. A ligação reforço/concreto foi considerada ideal e
6. Desprezou-se eventuais efeitos de assimetria que podem ocorrer no ensaio.

C.2 - Força de Fissuração

O cálculo do momento de fissuração foi feito utilizando-se a fórmula fornecida pela NBR6118/2003, a seguir:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (5-C)$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ para seção retangular

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (6-C)$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (7-C)$$

$$y_t = \frac{h}{2} \quad (8-C)$$

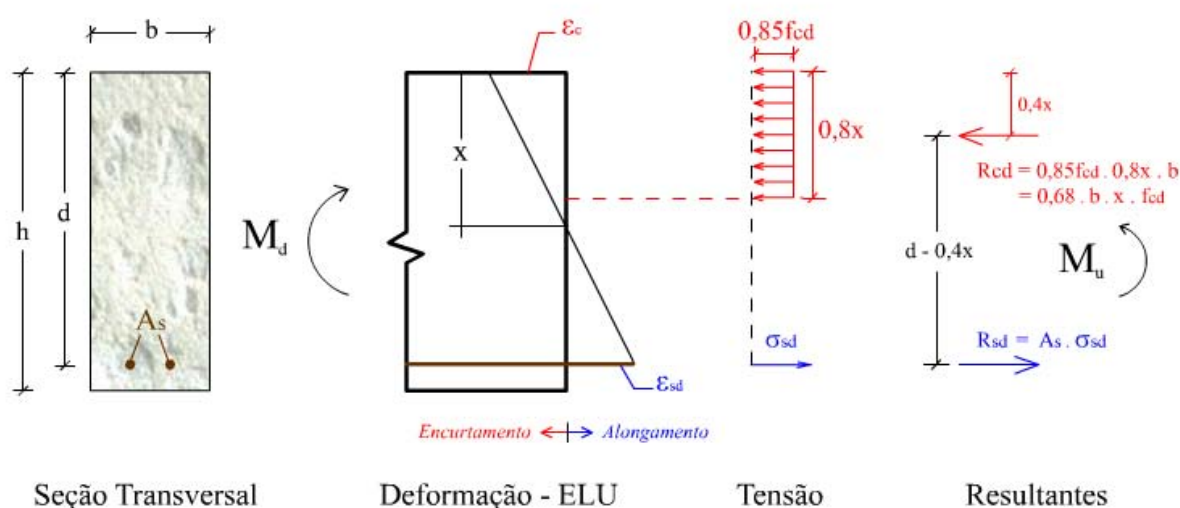
De posse do valor do momento de fissuração, obteve-se a forças de fissuração pela seguinte fórmula, vinda do diagrama de esforços solicitantes, para o esquema estático tipo “a” e “b”, ver Figura 3.1, respectivamente:

$$F_r = \frac{M_r \cdot 4}{L} \quad (9-C)$$

$$F_r = \frac{M_r}{a} \quad (10-C)$$

C.3 Força Máxima Aplicada

Para obtenção da força máxima adota-se como hipóteses de cálculo, o estágio II e o domínio 2 de deformações (ver Figura III.1) uma vez que as peças ensaiadas foram projetadas para atingir o colapso por deformação plástica excessiva da armadura longitudinal.



Do equilíbrio de forças temos:

$$R_{sd} = R_{cd}$$

$$\sigma_{sd} \cdot A_{sl} = 0,68 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b$$

$$x = \frac{A_{sl} \cdot \sigma_{sd}}{0,68 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

$$M_{max} = R_{sd} \cdot (d - 0,4x) \text{ ou } M = R_{cd} \cdot (d - 0,4x)$$

$$M_{max} = A_s \cdot \sigma_{sd} \cdot (d - 0,4x) \text{ ou}$$

$$M_{max} = 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x)$$

Com o valor de x , fazemos x/d e verificamos em qual domínio está a peça. Para a viga monolítica de $h=250$ mm, $x/d= 0,369$ e para as vigas reforçadas e monolítica depois do reforço de $h=400$ mm, $x/d= 0,222$. Portanto, a viga monolítica antes do reforço de $h=250$ mm, VM25, está no domínio 3 e as demais vigas estão no domínio 2.

Para as vigas no domínio 2, admite-se que:

$$0 \leq \frac{x}{d} \leq 0,259$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,u} = 0,010 > \varepsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

Para as vigas no domínio 3, admite-se que:

$$0,259 \leq \frac{x}{d} \leq 0,628$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 0,010 \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

De posse do valor do momento máximo, calculado pela equação tal, onde o valor de x é dado pela equação tal, calcula-se então, a força máxima aplicada. Assim, temos para o esquema estático tipo “a” e “b”, respectivamente:

$$F_{max} = \frac{M_r \cdot 4}{L}$$

$$F_{max} = \frac{M_r}{a}$$

C.4 - Deslocamentos Verticais

O cálculo teórico para os deslocamentos verticais foi feito através da aplicação direta da teoria da Resistência dos Materiais. Adotando-se os esquemas estáticos tipo “a” e “b”, Figura 3.1 e a equação da elástica da viga, obtém-se a função deslocamento em cada trecho:

$$v'' = \frac{d^2V}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (12-C)$$

Em ambos os casos de esquema estático, a maior flecha acontece no meio do vão. Para o esquema estático tipo “a”, tem-se:

$$f_{max} = \frac{PL^3}{48EI} \quad (13-C)$$

Para o esquema estático tipo “b”, tem-se:

$$f_{max} = \frac{Pa}{24EI} \cdot (3L^2 - 4a) \quad (14-C)$$

Onde:

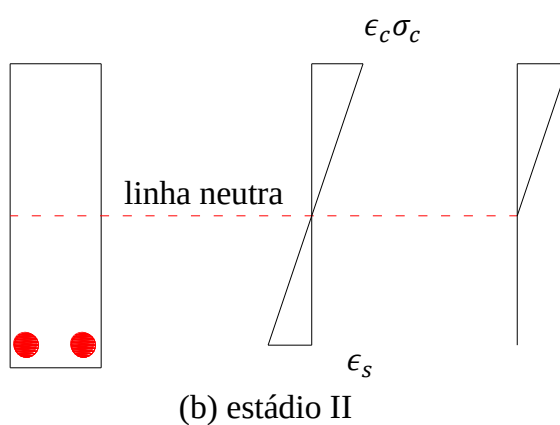
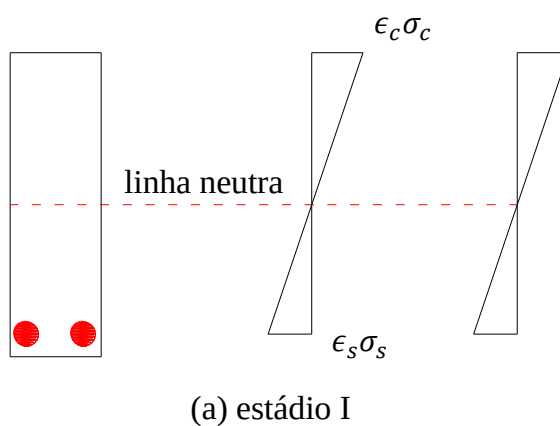
$$E = E_c$$

$$I = I_{eq}$$

C.5 – Deformações no concreto e nas armadura

O cálculo das deformações antes da ocorrência da fissuração foi realizado admitindo-se regime elástico-linear (estádio I). Para essa situação, admitem-se tensões variando linearmente ao longo da seção transversal da peça, como ilustra a Figura I.3a. Para os valores de carregamento superiores a força de fissuração, as considerações de cálculo admitidas referem-se ao comportamento da peça no estágio II. Tais hipóteses podem ser visualizadas através da Figura I.3b.

Para determinar o valor do momento de inércia no estágio II, determinar-se inicialmente a posição da linha neutra, fazendo o momento estático em relação à ela igual a zero e desprezando a contribuição do concreto tracionado. Como as tensões no concreto paraestádio II são significativas, utiliza-se, no cálculo de α_e , o módulo de elasticidade secante do substrato.



As tensões na seção transversal de concreto são definidas por:

$$\sigma_c = -\frac{M}{I} \cdot y \quad (15-C)$$

OBS.: O sinal negativo indica que a tensão é de compressão.

Admitindo-se a validade da Lei de Hooke, determina-se a deformação no concreto por:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E'_c} = \frac{M}{E'_c \cdot I^*} \cdot y \quad (16-C)$$

As deformações no aço foram obtidas através da equação de compatibilidade de deformações dada por:

$$\frac{\varepsilon_s}{d-x} = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (17-C)$$

Onde:

ε_s =deformação da armadura longitudinal situada no substrato

ε_c =deformação do concreto na região comprimida

y =distância vertical até o ponto da seção onde se deseja calcular a tensão

$$E'_c = \begin{cases} I_I = \text{momento de inércia no estágio I} \\ I_{II} = \text{momento de inércia no estágio II} \\ I_e = \text{momento de inércia variável} \end{cases}$$

C.6 – Cálculo das tensões cisalhantes

Para o cálculo das tensões cisalhantes na interface de ligação entre os dois concretos moldados em idades distintas foi adotado o procedimento de cálculo da FIP. Esse procedimento é aplicado a peças simplesmente apoiadas e as expressões permitem o dimensionamento no estado limite último garantindo o funcionamento como seção composta tanto no estado limite último quanto no estado de utilização.

Para o dimensionamento de vigas compostas (situações de alta solicitação, ou seja, pequena largura de contato da interface), a resistência de cálculo da interface ao cisalhamento horizontal pode ser estimada por:

$$\tau_{rd} = \beta_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_2 \cdot f_{td,c} \leq 0,25 \cdot f_{ck,c} \quad (18-C)$$

Onde:

$$\rho = \frac{A_{sw}}{s \cdot b}$$

ρ : taxa geométrica de armadura ($\geq 0,001$);
 A_{sw} : área de armadura transversal à interface e totalmente ancorada nos elementos;
 s : espaçamento da armadura transversal à interface;
 b : largura ou comprimento transversal à interface;
 f_{yd} : resistência de cálculo do aço (MPa);
 $f_{ck,c}$: resistência característica do concreto medida em corpos-de-prova cúbicos (MPa);
 $f_{td,c} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ck,c}}$: resistência de cálculo do concreto à tração (MPa);
 β_1 e β_2 : coeficientes multiplicadores da resistência fornecida pela armadura e pela superfície de contato, obtidos na Tabela 2.1.

Considerando na tensão resistente de cálculo tanto a parcela resistida pela armadura $\tau_{rd \text{ aço}}$ e pelo concreto $\tau_{rd \text{ concreto}}$ e fazendo o somatório dessas duas parcelas igual à tensão solicitante temos,

$$\tau_{rd} = \tau_{rd \text{ aço}} + \tau_{rd \text{ concreto}} = \tau_{sd} \quad (19-C)$$

$$\tau_{rd \text{ aço}} = \tau_{sd} - \tau_{rd \text{ concreto}} \quad (20-C)$$

Fazendo igual a zero a contribuição resistida pelo concreto, temos:

$$\tau_{rd \text{ aço}} = \beta_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} \quad (21-C)$$

$$\rho = \frac{\tau_{rd \text{ aço}}}{\beta_1 \cdot f_{yd}} \quad (22-C)$$

$$\rho = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \quad (23-C)$$

Substituindo a equação (23-C) em (21-C), temos:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{\tau_{rd \text{ aço}} \cdot b}{\beta_1 \cdot f_{yd}} \quad (24-C)$$

Onde, $\frac{A_{sw}}{s}$ é a taxa de armadura que cruza a interface.