REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO À FLEXÃO POR ENCAMISAMENTO PARCIAL

Euler Wagner Freitas Santos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇAO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

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

_____
Profª. Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

_____
Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

_____
Profª. Regina Helena Ferreira de Souza, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MARÇO DE 2006

SANTOS, EULER WAGNER FREITAS

Reforço de Vigas de Concreto Armado à Flexão por Encamisamento Parcial [Rio de Janeiro] 2006

XXII, 146p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2006).

Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Reforço à Flexão
2. Vigas
3. Encamisamento Parcial

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

A toda minha família, em especial aos meus pais e à minha tia Vera Lúcia, e aos amigos de Aracaju, pelo incentivo e constante prontidão em me atender, ainda que muito distantes.

“... quanto mais aprendemos, mais deveríamos perceber que existem muitas coisas que ainda não sabemos. A arrogância é sinal de insegurança”.

Mark W. Baker

AGRADECIMENTOS

A Deus, que apesar de minha fé vacilante, acredita muito em mim e me ajudou a vencer mais esta etapa da vida.

Aos meus pais, Edson Matias Santos e Terezinha Freitas Santos, que têm a simplicidade como maior virtude, pela dedicação, afeto e incontáveis renúncias em prol deste projeto que se conclui. E ainda pela graça de existirem como alicerce principal de minha vida.

Aos meus irmãos Elder Magno, Emanuel Vítor e Zefinha, jóias preciosas, pelo encorajamento, carinho e favores prestados durante esses anos separados.

Às minhas avós Nequinha e Glorinha, prendas minhas, pelas orações e pelo amor sempre dedicado.

Ao meu saudoso avô e padrinho, João Santana Freitas, que com muito amor e ao seu modo, indubitavelmente, fez tudo o que estava ao seu alcance por mim e sempre fez questão de pedir a Deus que me abençoasse.

À minha Tia Vera Lúcia, pelo afeto e pela gratuita, incessante e sincera disponibilidade em colaborar comigo.

Ao restante de minha família, especialmente tios e primos mais próximos.

Ao professor Ibrahim Abd El Malik Shehata pela orientação, ensinamentos, seriedade e rigor com que me direcionou neste trabalho.

À professora Lídia da Conceição Domingues Shehata pela atenção, simpatia, ensinamentos e auxílio bibliográfico.

À Lange, menininha linda que tanto estimo, pelo amor sempre demonstrado, companheirismo e palavras de carinho e de ternura.

Aos amigos de Aracaju, especialmente Kelly (minha irmãzinha fiel), pelo incentivo, confiança e disposição em manter contato, apesar da distância.

Aos colegas da UFS, em especial Marcelo, Luís Cláudio, Melck, Michelline e Tânia.

Ao Frei Zezinho, homem sábio e exemplo de realização em sua vocação, pela amizade e palavras profícuas em diversos momentos de minha vida.

Aos conterrâneos: Fábio, Laurindo e Sérgio. Pelo acolhimento, amizade e auxílio prestados.

Ao professor da UFS, Jorge Lima Costa, pelos ensinamentos na graduação e pelo incentivo.

Aos amigos que fiz na COPPE, em especial, Alex Mota, Carlos Rossigali, Danilo, Ederli, Emerson, Fred, George, Guilherme, João, Maurício e Maria Luísa.

Aos engenheiros Santiago e Flávio, e aos técnicos Anízio, Aílton, José Maria e Manuel pela preparação e execução dos ensaios.

Às secretárias do LABEST Luzidelli e Sandra, pela cordialidade no atendimento.

Ao Programa de Engenharia Civil da COPPE-UFRJ pela oportunidade oferecida.

Ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro.

À HOLCIM, pelo fornecimento de material para a realização do programa experimental.

E às demais pessoas que direta ou indiretamente colaboraram para a realização deste trabalho, meus sinceros agradecimentos.

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

REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO À FLEXÃO POR ENCAMISAMENTO PARCIAL

Euler Wagner Freitas Santos

Março/2006

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil

O reforço de vigas de concreto armado por encamisamento é um método muito utilizado devido ao baixo custo dos materiais e à tradição de uso do concreto e do aço. Consiste numa técnica de reforço de boa eficiência, desde que executada da forma adequada.

O intuito deste trabalho foi investigar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela adição de concreto e aço apenas na zona mais tracionada da viga, técnica aqui denominada de encamisamento parcial.

O programa experimental consistiu no ensaio de quatro vigas bi-apoiadas, com seção transversal retangular de 150 mm x 400 mm e comprimento de 4500 mm. Duas destas vigas foram reforçadas à flexão por encamisamento parcial, enquanto que as outras duas não foram reforçadas e serviram como referência. A taxa de armadura de flexão destas vigas variou entre 1,08% e 2,33% (próxima à taxa balanceada).

O comportamento estrutural das vigas foi avaliado em termos de flechas, deformações do concreto e da armadura original e do reforço, e carga de ruptura.

Os resultados experimentais mostraram que a técnica estudada pode ser usada de forma eficiente, aumentando a resistência e a rigidez das vigas reforçadas. Todas as vigas tiveram comportamento dúctil antes da ruína, que ocorreu por flexão. A teoria da flexão simples pode ser utilizada para avaliar a capacidade resistente das vigas reforçadas, desde que a ligação entre a viga e o reforço seja garantida.

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

FLEXURAL STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS BY PARTIAL JACKETING

Euler Wagner Freitas Santos

Março/2006

Advisor: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

Strengthening of reinforced concrete beams by jacketing is a commonly used technique due to low cost of the materials and tradition of the use of concrete and steel. It is an efficient technique, as long as it is applied in the appropriate way.

The aim of this work was to investigate the structural behavior of reinforced concrete beams strengthened in bending by addition of concrete and steel reinforcement only in the zone of the beam under tensile stress, technique here denominated of partial jacketing.

The experimental program comprised tests of four beams simply supported, with 150 mm x 400 mm rectangular cross section and 4500 mm length. Two of these beams were strengthened in bending by partial jacketing, while the others two were not strengthened and were considered as reference beams. The flexural reinforcement ratio in the beams varied between 1,08% and 2,33% (slightly under the balanced ratio).

The structural behavior of those beams was evaluated in terms of deflection, concrete and initial and strengthening reinforcement strain, and ultimate load.

The results showed that the studied strengthening technique can be used efficiently, increasing the resistance and stiffness of the beams. All beams had ductile behavior before the flexural failure. The bending theory can be used to evaluate flexural resistance of the strengthened beams, as long as the connection between the beam and the jacket is assured.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO **01**

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **04**

2.1 INTRODUÇÃO 04
2.2 CAUSAS DE PROBLEMAS ESTRUTURAIS 05
2.3 REFORÇO À FLEXÃO POR COLAGEM DE MATERIAIS 05
2.3.1 Chapas de Aço Coladas 07
2.3.2 Polímeros Reforçados com Fibras 09
2.3.2.1 Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono 11
2.3.3 Modos de Ruína 15
2.4 PROTENSÃO EXTERNA 16
2.5 ENCAMISAMENTO 19
2.5.1 Resistência da Ligação Sem Armadura Transversal 20
2.5.2 Estudos de Avaliação da aderência com o Teste de Compressão – Cisa - lhamento de Prismas Compostos com Junta Inclinada 22
2.5.2.1 Teste de Compressão-Cisalhamento de Junta Inclinada 22
2.5.2.2 Estudo de PIANCASTELLI (1997) 24
2.5.2.3 Estudo de ABU-TAIR et al (2000) 25
2.5.2.4 Estudo de CHEONG e MACALEVEY (2000) 26
2.5.2.5 Estudo de GARCIA E CLÍMACO (2001) 28
2.5.2.6 Estudo de PIRES (2003) 30
2.5.3 Resistência de Aderência Devida à Coesão 31
2.5.4 Modos de Ruína 33
2.6 ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE O REFORÇO A FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO PELA TÉCNICA DO ENCAMISAMENTO 34
2.6.1 SOUZA (1990) 34
2.6.2 LIEW e CHEONG (1991) 40
2.6.3 CHEONG e MACALEVEY (2000) 45
2.6.4 PIANCASTELLI e CALIXTO (2002) 52
2.6.5 ALTUN (2004) 57
2.7 CONSIDERAÇÕES GERAIS 61

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL **63**

3.1 INTRODUÇÃO 63

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS 64

3.2.1 Concreto 64

3.2.2 Aço 66

3.3 CARACTERÍSITCAS DAS VIGAS 69

3.3.1 Dimensões e Armaduras 69

3.3.2 Reforço 73

3.3.2.1 Área Necessária para a Interface Viga-Reforço 76

3.3.2.2 Descrição e Posicionamento dos Chumbadores 79

3.4 EXECUÇÃO DAS VIGAS 81

3.4.1 Concretagem 81

3.4.2 Instrumentação 83

3.4.2.1 Extensômetros Elétricos de Resistência 83

3.4.2.2 Extensômetro Mecânico 85

3.4.2.3 Deflectômetros Elétricos 86

3.5 EXECUÇÃO DO REFORÇO 88

3.5.1 Concretagem 91

3.5.2 Instrumentação 93

3.6 ENSAIO 94

3.6.1 Montagem 94

3.6.2 Execução do Ensaio 96

3.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS 97

3.7.1 Viga REF1 97

3.7.2 Viga REF2 101

3.7.3 Viga V1R 103

3.7.3.1 Pré-fissuração da Viga V1R 103

3.7.3.2 Ruptura da Viga V1R 105

3.7.4 Viga V2R 109

3.7.4.1 Pré-fissuração da Viga V2R 109

3.7.4.2 Ruptura da Viga V2R 112

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS **116**

4.1 INTRODUÇÃO 116

4.2 RESISTÊNCIA TEÓRICA DAS VIGAS SEM REFORÇO 117

4.3 RESISTÊNCIA TEÓRICA DAS VIGAS DEPOIS DO REFORÇO 118

4.4 ANÁLISE DAS GRANDEZAS MEDIDAS 120

4.4.1 Cargas de ruptura e de serviço, rigidez e ductilidade 120

4.5 Comparação Entre as Cargas de Ruptura Teórica e Experimental 129
4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 130

5. CONCLUSÕES e SUGESTÕES **133**
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS **135**
APÊNDICE I – TABELAS DE RESULTADOS **140**

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Figura 2.1 - Reforço à flexão de vigas por materiais colados, com um sistema de amarração **06**

Figura 2.2 - Comparação entre as curva tensão deformação dos principais polímeros reforçados com fibras e o aço (ABDELRAHMAN et al (1997), apud JUVANDES (1999)) .. **11**

Figura 2.3 - Constituintes do laminado (RAY PUBLISHING (1998), apud JUVANDES (1999)) **13**

Figura 2.4 - Modos de ruptura de viga com reforço à flexão, segundo TRIANTAFILLOU (1998) **16**

Figura 2.5 - Ilustração de aplicações de proteção externa com diferentes traçados dos cabos de protensão, ALMEIDA e HANAI (2001)..... **17**

Figura 2.6 - Modos de ruptura para vigas reforçadas por protensão externa **19**

Figura 2.7 - Critério de ruptura de Moh-Coulomb Modificado (1) e do tipo Coulomb (2)..... **23**

Figura 2.8 - Envoltória de ruptura de CHEONG e MACALEVEY (2000) para f_{cc} = 45 MPa **27**

Figura 2.9 - Retas da envoltória de ruptura proposta por CLÍMACO (1990), apud GARCIA e CLÍMACO (2001), e pontos experimentais de coordenadas $\tau/f_{cc}^{2/3}$ e $\sigma/f_{cc}^{2/3}$ (GARCIA e CLÍMACO, 2001) **29**

Figura 2.10 - Envoltória de ruptura para idade de 4 dias (adaptado de PIRES, 2003) **30**

Figura 2.11 - Envoltória de ruptura para idade de 28 dias (adaptado de PIRES, 2003) **31**

Figura 2.12 - Modos de ruptura à flexão para vigas reforçadas por encamisamento..... **33**

Figura 2.13 - Dimensões das vigas ensaiadas por SOUZA (1990) **35**

Figura 2.14 - Armaduras das vigas ensaiadas por SOUZA (1990) **35**

Figura 2.15 - Esquema de carregamento das vigas SOUZA (1990) **36**

Figura 2.16 - Detalhes das vigas ensaiadas por LIEW e CHEONG (1991)..... **41**

Figura 2.17 - Esquema de carregamento das vigas de LIEW e CHEONG (1991)..... **42**

Figura 2.18 - Esquema de carregamento das vigas simplesmente apoiadas de CHEONG e MACALEVEY (2000) **45**

Figura 2.19 - Esquema de carregamento das vigas contínuas de CHEONG e MACALEVEY (2000) **46**

Figura 2.20 - Armaduras das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000)..... **48**

Figura 2.21 - Detalhamento das vigas originais (PIANCASTELI e CALIXTO, 2002**)** **52**

Figura 2.22 - Detalhamento das Vigas reforçadas e das vigas monolíticas de referência da série 4 (PIANCASTTELI e CALIXTO, 2002) **53**

Figura 2.23 - Esquema de carregamento das vigas de PIANCASTELI e CALIXTO (2002) **55**
Figura 2.24 - Barras de ligação em Z e concretagem do reforço (ALTUN, 2004)..... **58**
Figura 2.25 - Esquema de carregamento utilizado nos ensaios de ALTUN (2004)..... **59**
Figura 2.26 - Seção típica das vigas reforçadas por encamisamento (adaptado de Altun (2004))..... **59**

Capítulo 3 – Programa Experimental

Figura 3.1 - Barras de aço instrumentadas e prensa usada no ensaio de tração simples das barras **66**
Figura 3.2 - Diagrama tensão x deformação das barras com diâmetro de 5,0 mm..... **67**
Figura 3.3 - Diagrama tensão x deformação das barras com diâmetro de 8 mm..... **67**
Figura 3.4 - Diagrama tensão x deformação das barras com diâmetro de 16 mm..... **68**
Figura 3.5 - Diagrama tensão x deformação das barras com diâmetro de 20 mm..... **68**
Figura 3.6 - Dimensões, carregamento e diagrama de esforços solicitantes das vigas REF1, REF2, V1R e V2R **70**
Figura 3.7 - Detalhamento das armaduras das vigas **71**
Figura 3.8 - Dimensões e carregamento das vigas V1R e V2R (com reforço)..... **74**
Figura 3.9 - Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos reforços **75**
Figura 3.10 - Modelo de cálculo da área de interface entre viga e reforço..... **76**
Figura 3.11(a) - Interface de ligação viga-reforço **78**
Figura 3.11(b) - Interfaces livres dos prismas usados nos testes de avaliação de aderência **78**
Figura 3.12 - Componentes dos chumbadores **79**
Figura 3.13 – Detalhes do funcionamento dos chumbadores..... **80**
Figura 3.14 – Posicionamento dos chumbadores **81**
Figura 3.15 – Fôrmas usadas para concretagem das quatro vigas..... **82**
Figura 3.16(a) - Concreto sendo misturado na betoneira **83**
Figura 3.16(b) - Adensamento do concreto lançado na forma, com vibrador **83**
Figura 3.17 - Posição dos extensômetros para medição da deformação do aço nas vigas **84**
Figura 3.18 - Extensômetros colados nas barras de aço das vigas REF1, REF2, V1R e V2R **84**
Figura 3.19 - Posicionamento das chapas de cobre para medição da deformação do concreto..... **85**
Figura 3.20 - Detalhe das chapas de cobre coladas nas vigas para medição com extensômetro mecânico **86**
Figura 3.21 - Posição dos deflectômetros para medição das flechas nas vigas ensaiadas **87**
Figura 3.22 - Deflectômetros elétricos utilizados nos ensaios..... **87**

Figura 3.23 - Fôrmas usadas no reforço das vigas V1R e V2R **88**
Figura 3.24 - Fôrmas do reforço; travamento com placas de compensado no fundo e nas laterais **89**
Figura 3.25 - Apicoamento com talhadeira elétrica no fundo de uma das vigas reforçadas **90**
Figura 3.26 - Região da face lateral da viga submetida ao apicoamento **90**
Figura 3.27(a) - Operação de fixação dos chumbadores nas vigas **91**
Figura 3.27(b) - Detalhe dos chumbadores completamente fixados em um lado da viga... **91**
Figura 3.28 - Fôrma e armadura do reforço, posicionados na viga para concretagem **92**
Figura 3.29(a) - Detalhe da concretagem do reforço **93**
Figura 3.29(b) - Reforço logo após a concretagem **93**
Figura 3.30 - Posição dos extensômetros para medição da deformação na armadura lon – gitudinal do reforço **94**
Figura 3.31 - Esquema de ensaio **95**
Figura 3.32 - Elementos do esquema de ensaio de uma viga..... **96**
Figura 3.33 - Fissuração e aspecto pós – ruptura da viga REF1 ..... **98**
Figura 3.34 - Curvas carga – deformação na armadura longitudinal da Viga REF1 no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão **99**
Figura 3.35 - Curva carga – flecha na seção a 150 mm do meio do vão da viga REF1 ..... **99**
Figura 3.36 - Deformação longitudinal na seção transversal a 130 mm do meio do vão da viga REF1 ..... **100**
Figura 3.37 - Fissuração e aspecto pós – ruptura da viga REF2 ..... **101**
Figura 3.38 - Curvas carga – deformação na armadura longitudinal da Viga REF2 no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão **102**
Figura 3.39 - Curva carga – flecha na seção a 150 mm do meio do vão da viga REF2 ..... **102**
Figura 3.40 - Diagrama da deformação longitudinal na seção transversal a 130 mm do meio do vão da viga REF2 ..... **103**
Figura 3.41 - Fissuração da viga V1R sob a carga máxima aplicada no ensaio de pré-fissu - ração..... **104**
Figura 3.42 - Curvas carga – deformação da armadura longitudinal da Viga V1R no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão (ensaio de pré-fissuração) **104**
Figura 3.43 - Curvas carga - flecha do ensaio de pré-fissuração da viga V1R (seção a 150 mm do meio do vão) **105**
Figura 3.44 - Fissuração e aspecto pós – ruptura da viga V1R **106**
Figura 3.45 - Curvas carga - deformação das barras longitudinais da viga e do reforço de V1R, na seção do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e de ruptura)..... **107**
Figura 3.46 - Curvas carga - deformação das barras longitudinais interna e do reforço viga da V1R, na seção a 952,5 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e ruptura)..... **108**
Figura 3.47 – Curvas carga - flecha da viga V1R na seção a 150 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e ruptura) **108**
Figura 3.48 - Diagrama das deformações longitudinais da seção transversal a 130 mm do

meio do vão, relativas ao ensaio de ruptura da viga V1R **109**
Figura 3.49 - Viga V2R depois do ensaio de pré-fissuração **110**
Figura 3.50 - Curvas carga – deformação da armadura longitudinal da Viga V2R no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão (ensaio de pré-fissuração) **111**
Figura 3.51 - Curvas carga - flecha do ensaio de pré-fissuração da viga V2R (seção a 150 mm do meio do vão) **111**
Figura 3.52 - Fissuração e aspecto pós – ruptura da viga V2R **112**
Figura 3.53 - Curvas carga - deformação das barras longitudinais da viga e do reforço da viga V2R, na seção do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e ruptura) **113**
Figura 3.54 - Curvas carga - deformação das barras longitudinais interna e do reforço viga da V2R, na seção a 952,5 mm do meio do vão (pré-fissuração e ruptura) **113**
Figura 3.55 – Curvas carga - flecha da viga V2R na seção a 150 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e ruptura)..... **114**
Figura 3.56 - Diagrama das deformações longitudinais da seção transversal a 130 mm do meio do vão, no ensaio de ruptura da viga V2R **115**

Capítulo 4 – Análise dos Resultados

Figura 4.1 - Diagrama retangular simplificado de tensões e diagrama de deformações da seção da viga **117**
Figura 4.2 - Diagrama retangular simplificado de tensões e diagrama de deformações da seção da viga reforçada **119**
Figura 4.3 - Diagramas carga – flecha das vigas **121**
Figura 4.4 - Diagramas carga - flecha das vigas REF1, REF2 e V1R, até o valor de δ_{lim} = 16 mm **122**
Figura 4.5 - Diagramas carga - flecha das vigas REF1, REF2 e V2R, até o valor de δ_{lim} = 16 mm **123**
Figura 4.6 - Diagramas carga – deformação do aço mais tracionado da seção do meio do vão das vigas REF1, REF2 e V1R **124**
Figura 4.7 - Diagramas carga – deformação do aço mais tracionado da seção do meio do vão das vigas REF1, REF2 e V2R **125**
Figura 4.8 - Diagramas carga – deformação da armadura longitudinal das vigas V1R (viga e reforço) e REF1, na seção do meio do vão **126**
Figura 4.9 - Diagramas carga – deformação da armadura longitudinal das vigas V2R (viga e reforço) e REF1, na seção do meio do vão **126**
Figura 4.10 - Diagramas carga – deformação da armadura longitudinal interna das vigas REF1, V1R e V2R, na seção a 952,5 mm do meio do vão **127**
Figura 4.11 - Diagrama retangular simplificado de tensões na seção da viga reforçada flexão por encamisamento parcial **130**

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Tabela 2.1 - Propriedades dos principais tipos de fibra (CEB – FIP 2001) **10**
Tabela 2.2 - Resistências médias de aderência obtidas por PIANCASTELLI (1997) **25**
Tabela 2.3 - Resultados dos ensaios de compressão-cisalhamento dos prismas de ABU-TAIR et al (2000) **26**
Tabela 2.4 - Valores de coesão e ângulo de atrito das envoltórias de CHEONG e MACALEVEY (2000) **27**
Tabela 2.5 - Coesão média entre os concretos original e do reforço, PIRES (2003) **31**
Tabela 2.6 - Dados das armaduras das vigas ensaiadas por SOUZA (1990) **34**
Tabela 2.7 - Valores médios de resistência à compressão do concreto e da argamassa, e de tensão de escoamento do aço, usados nas vigas de SOUZA (1990) **37**
Tabela 2.8 - Dados das vigas ensaiadas por LIEW e CHEONG (1991) **40**
Tabela 2.9 - Propriedades do concreto e do aço usado nas vigas de LIEW e CHEONG (1991) **42**
Tabela 2.10 - Carga de fissuração, flecha e espessura das fissuras em serviço das vigas de LIEW e CHEONG (1991) **43**
Tabela 2.11 - Cargas de ruptura das vigas de LIEW e CHEONG (1991) **44**
Tabela 2.12 - Armaduras de aço usadas nas vigas (CHEONG e MACALEVEY, 2000) **46**
Tabela 2.13 - Dados das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000) submetidas aos ensaios estáticos **50**
Tabela 2.14 - Dados das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000) submetidas a ensaios dinâmicos **51**
Tabela 2.15 - Dados das vigas ensaiadas por PIANCASTELI e CALIXTO (2002) **54**
Tabela 2.16 - Resultados dos ensaios de PIANCASTELI e CALIXTO (2002) **56**
Tabela 2.17 - Dados das vigas ensaiadas por ALTUN (2004) **57**
Tabela 2.16 - Cargas de ruptura e índice $\delta u./\delta y$ das vigas de Altun (2004) **60**

Capítulo 3 – Programa Experimental

Tabela 3.1 - Composição por m^3 do concreto usado nas vigas e no reforço **64**
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de resistências do concreto à compressão **65**
Tabela 3.3 - Características das barras de aço usadas na armadura das vigas e do re – força **69**
Tabela 3.4 - Dimensões, armadura transversal e armaduras longitudinais das vigas **70**
Tabela 3.5 – Resistência teórica das vigas ao esforço cortante **73**

Tabela 3.6 - Dimensões e armadura longitudinal de tração das vigas reforçadas e arma – dura transversal do reforço **74**
Tabela 3.7 - Área requerida e adotada para a interface a partir da resistência ao cisalha-mento..... **77**
Tabela 3.8 - Dados dos chumbadores modelo AF 9,5 x 110mm (fornecidos pelo fabricante Âncora - Sistemas de Fixação) **80**

Capítulo 4 – Análise dos Resultados

Tabela 4.1 - Valores teóricos de resistência à flexão das vigas sem reforço **118**
Tabela 4.2 - Valores teóricos de resistência à flexão das vigas reforçadas **120**
Tabela 4.3 - Carga de serviço, carga de ruptura e de escoamento das vigas **121**
Tabela 4.4 - Valores de carga de ruptura, deslocamentos verticais, deformações do aço no meio do vão e índice de ductilidade das vigas..... **128**
Tabela 4.5 - Relação entre as cargas de ruptura teóricas e experimental das vigas **129**

Lista de símbolos

Letras Romanas

A_S → Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

A_s' → Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

A_{sf} → Área da seção transversal da armadura longitudinal do reforço.

A_{sw} → Área da seção transversal da armadura de cisalhamento, no comprimento s.

A_i → Área da interface viga-reforço.

b → Largura da alma da viga.

b_f → Largura da viga reforçada por encamisamento total da alma.

Cc → Força resultante de compressão no concreto.

C_s → Força resultante de compressão na armadura longitudinal de compressão.

c → Coesão aparente.

d → Altura efetiva da viga.

d' → Distância do centróide da seção da armadura longitudinal de compressão à face superior da viga.

d_{fn} → Distância do centróide da camada “n” da armadura longitudinal de tração do reforço à borda superior da seção.

E_s → Módulo de elasticidade do aço.

f_c → Resistência do concreto à compressão.

f_{cc} → Resistência de referência à compressão do concreto dos testes de cisalhamento.

f_{ck} → Resistência à compressão do concreto característica.

f_{cm} → Resistência à compressão do concreto média.

f_{ct} → Resistência à tração do concreto.

f_{ctd} → Resistência à tração do concreto, de cálculo.

$f_{c,u}$ → Resistência à compressão axial do prisma composto.

F_{max} → Força resultante máxima na armadura longitudinal do reforço.

f_{st} → Resistência à tração do aço.

f_y → Resistência de escoamento do aço.

f_{yk} → Resistência característica de escoamento do aço.

$f_{y,exp}$ → Resistência experimental de escoamento do aço.

h → Altura da viga.

L → Vão entre os centro dos apoios.

L_{cis} → comprimento de cisalhamento.

M_u → Momento fletor último da viga.

M_{uf} → Momento fletor último da viga com reforço.

P_y → Carga correspondente ao escoamento da armadura.

P_u → Carga última.

$P_{u,t}$ → Carga última teórica.

$P_{u,e}$ → Carga última experimental.

$P_{\delta lim}$ → Carga correspondente à flecha limite.

s → Espaçamento da armadura de cisalhamento.

T → Força resultante na armadura longitudinal de tração.

V_R → Força cortante resistente da viga.

V_c → Parcela de contribuição do “concreto” na força cortante resistente.

V_s → Parcela de contribuição dos estribos na força cortante resistente.

V_{max} → Força cortante solicitante máxima.

x → Altura da linha neutra.

z → Distância entre o centróide da zona de compressão e o centróide da seção da armadura longitudinal de tração (braço da alavanca).

Letras Gregas

α → Ângulo de inclinação da junta com relação à direção normal à da carga.

β → Fator de redução usado pelo CEB – 1990 para obtenção da resistência de aderência na junta entre concretos distintos, em função do grau de aspereza.

δ → Deslocamento vertical.

δ_{lim} → Deslocamento vertical relativo à flecha limite (item 13.3 da NBR 6118/2003)

δ_y → Deslocamento vertical relativo à carga de escoamento da armadura.

δ_u → Deslocamento vertical relativo à carga última.

ε_c → Deformação específica da fibra mais comprimida de concreto.

ε_y → Deformação específica de escoamento do aço.

ε_s → Deformação específica do aço da armadura longitudinal de tração.

ε_s' → Deformação específica do aço da armadura longitudinal de compressão.

ε_y^* → Deformação específica de escoamento do aço para o diagrama tensão - deformação bilinear.

ε_{su} → Deformação da armadura longitudinal de tração correspondente à carga última da viga.

μ → Coeficiente de atrito na interface.

θ → Ângulo de inclinação da biela de compressão com relação ao eixo da viga.

ρ_b → Taxa geométrica de armadura longitudinal balanceada.

ρ → Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração.

ρ' → Taxa geométrica de armadura longitudinal de compressão.

ρ_{sw} → Taxa geométrica de armadura transversal.

σ → Tensão normal na junta.

τ → Tensão cisalhante na junta.

τ_{lim} → Tensão cisalhante limite.

τ_R → Tensão cisalhante resistente na interface de ligação.

τ_{Rd} → Resistência de aderência na interface devida somente à coesão (CEB – 1990).

ϕ → Ângulo de atrito.

γ → Coeficiente de redução da resistência ao cisalhamento na interface.

γ_c → Coeficiente de minoração da resistência do concreto à compressão.

γ_s → Coeficiente de minoração da tensão de escoamento do aço.

Capítulo I

INTRODUÇÃO

Desde o século passado, o concreto armado é considerado um dos materiais estruturais mais importantes da construção civil.

É crescente o número de pesquisas que vêm sendo realizadas visando o desenvolvimento de sua tecnologia e de novas técnicas construtivas, que possibilitem maior praticidade na execução, aumento de capacidade resistente e de vida útil, além da redução de custos das estruturas.

Muitas estruturas atuais de concreto, construídas em ambiente urbano ou marítimo, apesar de projetadas para vida útil de 50 anos, deterioram-se com menos de 20 anos. No decorrer dos anos do século XX, as estruturas de concreto tornaram-se, progressivamente, menos duráveis (LARANJEIRAS, 2002).

Além da agressividade do ambiente de exposição, o desapreço com aspectos relativos à durabilidade, nas etapas de projeto e execução, também acarreta esta deterioração prematura das estruturas de concreto armado.

Aliado a isso, a necessidade de se modificar a utilização inicialmente proposta para a estrutura, os acidentes de origem natural ou humana, a falta de manutenção e a detecção de falhas nas fases de projeto e de execução justificam o emprego crescente das técnicas de reparo e reforço de estruturas de concreto, sendo, conseqüentemente, cada vez mais necessário o aperfeiçoamento das mesmas.

As etapas do projeto de reparo/reforço constituem-se em: fazer o diagnóstico do problema e tomar as medidas emergenciais necessárias; verificar a viabilidade técnica e econômica do projeto; investigar o estado da estrutura; definir a melhor técnica, bem como materiais a utilizar; projetar, calcular e detalhar o reforço e, por fim, executar o trabalho com um adequado controle de qualidade.

Os materiais utilizados devem possuir as seguintes características: baixa permeabilidade, alta durabilidade, boa aderência ao concreto e ao aço, boa resistência

estrutural, baixa retração, boa trabalhabilidade, fácil aplicação e propriedades compatíveis com as do concreto e do aço.

É importante salientar que não há ainda normalização no Brasil destinada ao projeto e execução de reforço de estruturas.

Os custos de serviços de reparo/reforço são usualmente altos quando comparados aos custos da construção normal (PIRES, 2003).

Dessa forma, para se reduzir os gastos com essas intervenções, torna-se importante a adoção de sistemas de recuperação ou reforço que utilizem materiais e técnicas convencionais.

Dentre os métodos de reparo e reforço de vigas de concreto armado, a técnica de encamisamento apresenta as vantagens de ser econômica, de utilizar materiais tradicionalmente usados na construção civil (concreto e aço) e de, desde que devidamente projetada e executada, ser eficiente e maior possibilidade de conferir aos elementos reforçados os modos de ruína clássicos de peças de concreto armado.

Encamisamento consiste no reforço de vigas de concreto armado com o aumento da seção transversal existente, pela adição de armaduras de aço (longitudinal e transversal) inseridas numa camada de concreto ou argamassa que envolve a seção original.

O objetivo deste trabalho é investigar a eficiência de uma alternativa de reforço à flexão de vigas por encamisamento, na qual o aumento da seção transversal, com a adição de concreto e armadura suplementar, ocorre apenas na região tracionada da viga. Essa forma de encamisamento foi denominada de encamisamento parcial.

Foram ensaiadas quatro vigas de concreto armado simplesmente apoiadas, carregadas com uma carga concentrada no meio do vão. Duas destas vigas foram carregadas até a ruína, em um único ciclo de carga, não tendo sido reforçadas para servirem de referência. As outras duas vigas foram submetidas a dois ciclos de carregamento, antes de serem reforçadas sem carga, e posteriormente carregadas até a ruína.

No capítulo II, é feita uma abordagem sucinta das técnicas de reforço à flexão com adição de materiais e protensão externa. O enfoque principal, entretanto, é o reforço por encamisamento, sendo resumidos alguns estudos experimentais encontrados na literatura sobre vigas de concreto armado reforçadas usando essa técnica. São ainda apresentados, nesse capítulo, resumos de alguns estudos desenvolvidos para avaliar a resistência de aderência entre concretos distintos, utilizando o teste de compressão-cisalhamento de corpos de prova compostos com junta de ligação diagonal (*Slant Shear Test*).

O detalhamento e os resultados do programa experimental desenvolvido neste trabalho são descritos no capítulo III.

Os valores teóricos de capacidade resistente das vigas à flexão, antes e depois da execução do reforço, e uma comparação desses valores com os obtidos no programa experimental, são apresentados no capítulo IV. São realizadas também análises dos resultados experimentais obtidos, por meio de comparações entre os valores de flechas, deformações e cargas medidos nas vigas reforçadas e nas vigas de referência. Uma indicação para o dimensionamento do tipo de encamisamento usado é ainda apresentada nesse capítulo.

As conclusões gerais deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no capítulo V. As tabelas contendo os resultados dos ensaios de cada viga estão no apêndice I.

Capítulo II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

As técnicas de reforço à flexão de vigas de concreto armado mais utilizadas são: protensão externa, reforço por colagem de materiais (chapas de aço ou polímeros reforçados com fibras) e reforço por encamisamento com concreto lançado ou projetado.

Neste capítulo são apresentadas as principais particularidades das técnicas supracitadas. Mediante o que foi observado em alguns estudos desenvolvidos para análise da performance e/ou o aprimoramento desses métodos de reforço, é feita também uma breve abordagem a respeito dos modos de ruína e dos aspectos apontados como vantagens e desvantagens de cada método, além de algumas recomendações relativas ao projeto do reforço com essas técnicas.

É dada uma maior ênfase à técnica de encamisamento, sobre a qual, além do que foi anteriormente mencionado, são apresentados resumos de alguns estudos realizados sobre o reforço à flexão de vigas de concreto armado com essa técnica, assunto deste trabalho.

O bom desempenho e a durabilidade de uma estrutura reforçada dependem, fundamentalmente, da boa aderência entre o material de reforço e o substrato.

No caso do reforço por encamisamento, uma adesão efetiva entre os concretos da viga original e do reforço é imprescindível para que se alcance um bom comportamento do elemento reforçado. Em vista disto, e visando estimar uma área mínima necessária para a interface viga-reforço, são também abordados alguns programas experimentais desenvolvidos com o intuito de avaliar a resistência de aderência entre concretos de diferentes idades. Em todos eles foi utilizado o teste de

compressão-cisalhamento de corpos-de-prova compostos com interface de ligação diagonal (*Slant Shear Test*).

2.2 CAUSAS DE PROBLEMAS ESTRUTURAIS

O restabelecimento das condições originais do elemento ou da estrutura e o aumento da sua capacidade resistente consistem, respectivamente, no processo de reparo e reforço.

Muitas estruturas de concreto armado estão sujeitas a uma série de fatores que justificam o comprometimento das mesmas no que toca a sua durabilidade ou até mesmo a sua estabilidade.

As principais razões para os danos estruturais envolvem erros em projetos, erros em execução, excesso de cargas não previstas em projeto, acidentes de origem humana (explosões e incêndios, por exemplo) ou natural (sismos, cheias e outros), deterioração dos materiais (envelhecimento natural, ataques químicos ou biológicos), má utilização, e, ainda, a falta de manutenção e inspeção necessárias nas estruturas.

Os erros no projeto são referidos principalmente a: uso de modelos de cálculos incorretos, erros no dimensionamento, no detalhamento e desconsideração de ações relevantes. Já as falhas na execução estão relacionadas principalmente à falta de qualidade da mão de obra e ao emprego de materiais inadequados.

2.3 REFORÇO À FLEXÃO POR COLAGEM DE MATERIAIS

As técnicas de reforço à flexão de vigas de concreto armado utilizando materiais colados consistem basicamente na colagem de chapas de aço ou polímeros reforçados com fibras (PRF) na face tracionada da viga a ser reforçada (ver figura 2.1).

O reforço à flexão por colagem de materiais apresenta as vantagens de ser eficiente, não aumentar significativamente o peso e as dimensões da peça reforçada, além da limpeza e rapidez na execução.

O emprego tanto das chapas de aço como dos compósitos, no reforço vigas de concreto, trazem consigo os seguintes inconvenientes: possibilidade de ocorrer ruptura frágil por descolamento ou destacamento do reforço, principalmente nos bordos, devido à concentração de tensões, e a necessidade de proteção contra incêndio e outros agentes agressivos (como os que causam corrosão, no caso de chapas de aço, e raios ultravioletas para os compósitos de fibra de carbono).

O adesivo utilizado na colagem do reforço deve apresentar resistências à tração e ao cisalhamento superiores às do concreto. A espessura e o espalhamento adequados do adesivo são fundamentais para evitar o descolamento do reforço.

Para prevenção do fenômeno da ruptura frágil por descolamento ou destacamento do reforço, muitos estudos vêm comprovando a eficiência do uso de sistemas de amarração especiais (ver figura 2.1).

Além desses fatores, existem outros aspectos particulares ao uso de cada um desses materiais (chapas de aço coladas ou polímeros reforçados com fibra) no reforço de flexão de vigas de concreto armado.

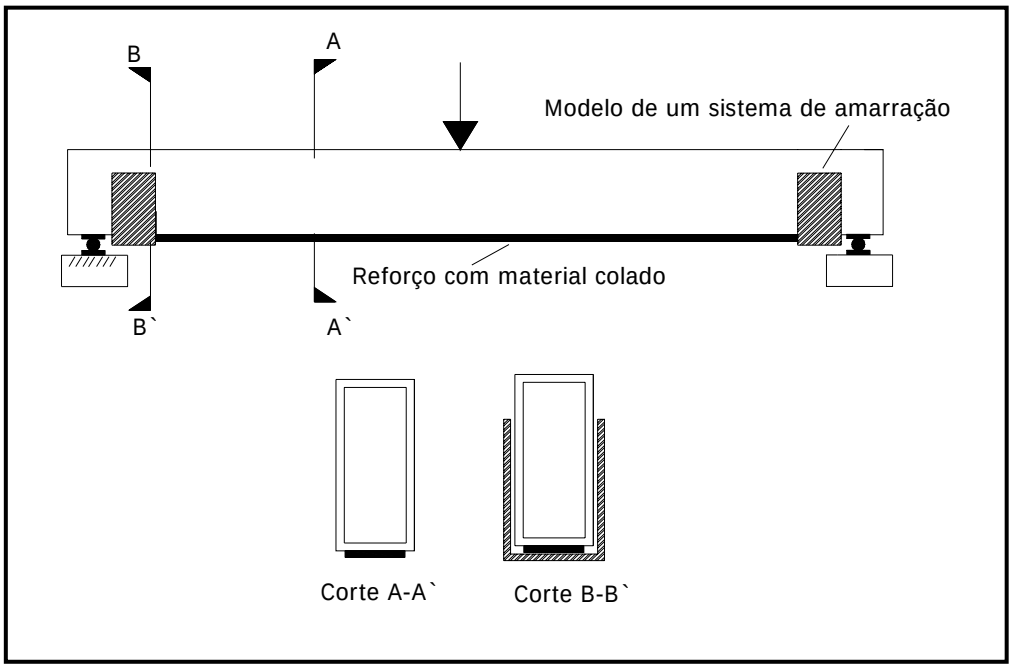


Figura 2.1 – Reforço à flexão de vigas por materiais colados com um sistema de amarração.

2.3.1 Chapas de Aço Coladas

Os primeiros estudos realizados objetivando o uso de chapas metálicas para o reforço de vigas de concreto armado ocorreram na década de 60. Muitas pesquisas foram desenvolvidas visando o aprimoramento da técnica, que vem sendo bastante utilizada e com relativo sucesso no reforço de estruturas de concreto armado.

O comportamento da ligação aço-adesivo-concreto, a influência do meio ambiente e do tipo de concreto na eficiência do reforço e no desempenho do elemento reforçado sob altas temperaturas, entre outros fatores, foram objeto de várias pesquisas.

As chapas de aço são mais usualmente coladas com resina epóxi. As resinas epóxi são as mais empregadas devido às suas excelentes propriedades adesivas com o concreto e o aço e à sua durabilidade (GUEDES e MORENO, 1999).

O uso de chapas de aço coladas como reforço à flexão de vigas consiste em uma técnica cuja boa popularidade e a facilidade de aquisição de material, contribuem de forma substancial para um menor custo em relação aos compósitos de fibras de carbono.

É uma técnica que possibilita rápida reutilização da estrutura, provoca modificações geométricas de pequena ordem no elemento reforçado, além do aumento da resistência e da rigidez da peça.

Alguns estudos revelam que, após longos períodos de exposição, ocorre a corrosão das chapas de aço, principalmente na interface entre a chapa e o adesivo, comprometendo a ligação chapa-adesivo-concreto.

As principais desvantagens relatadas na literatura para o uso dessa técnica são:

- Dificuldade de manipulação e necessidade de escoras, inconvenientes consideráveis, principalmente em locais de difícil acesso. O peso das chapas dificulta a colagem;
- Risco de corrosão na interface de ligação aço-adesivo, fato impossível de ser detectado;
- Necessidade de criação de juntas de ligação entre as chapas, devido às limitações de dimensões;
- Baixa resistência ao fogo da chapa;
- Necessidade de aplicação de proteção contra incêndio e corrosão;
- Tendência de descolamento dos bordos da chapa devido à concentração de tensões.

O CEB (1983) faz recomendações objetivando garantir a eficiência dessa técnica, como: perfeita aderência entre concreto, resina e chapa, espessura máxima da camada de resina epóxi de 1,5 mm, espessura da chapa de aço menor ou igual a 3,0 mm (exceto se forem utilizados dispositivos especiais de ancoragem nas extremidades da chapa); manutenção de uma pressão leve e uniforme na colagem das chapas no concreto, durante um tempo que depende do tipo de adesivo e da temperatura ambiente (mínimo de 24 horas) e proteção da região reforçada contra mudanças de temperatura e o contra fogo.

Alguns dos aspectos que merecem atenção especial dos projetistas são resumidos por APPLETON e GOMES (1997):

- A técnica é viável se existir deficiência nas armaduras existentes (perda na capacidade resistente das barras ou seção subarmada) e as dimensões e a qualidade do concreto da estrutura forem apropriadas;
- Devem ser empregados aços de limite elástico menor que o das barras da viga, de maneira a não ser necessária uma deformação elevada para mobilizar sua capacidade resistente;
- É necessária uma cuidadosa preparação da superfície do concreto e das chapas para garantir boas condições de aderência entre a chapa do reforço e o concreto existente;
- Os problemas na transmissão das forças ao longo da interface de colagem podem ser atenuados, se o adesivo utilizado apresentar boa resistência ao cisalhamento (15 a 20 MPa) e se for feito o controle do nível de tensões nessa interface, de maneira a não superar a resistência ao cisalhamento do concreto;
- É aconselhável aliviar as estruturas de ações variáveis, no instante do reforço, de forma que as mesmas estejam somente submetidas à carga permanente, garantindo assim que as chapas sejam solicitadas para as cargas de serviço;
- As armaduras coladas devem ser protegidas contra a corrosão e a ação do fogo, de forma que resista ao fogo durante 30 minutos, no mínimo.

É também recomendado o uso de chapas com largura inferior à das vigas e o preenchimento das extremidades com adesivo, para evitar penetração de água.

Mediante as limitações já mencionadas relativas ao uso das chapas de aço, nas últimas décadas têm sido despendidos esforços na procura de materiais mais duráveis, resistentes e leves para serem utilizados no reforço estrutural.

O emprego dos materiais não metálicos no reforço de estruturas de concreto armado surgiu com o intuito de contornar alguns inconvenientes do uso do aço.

2.3.2 Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)

Os polímeros reforçados com fibras surgiram da necessidade de alternativas de reforço para os casos em que emprego dos materiais tradicionais, aço e concreto, não é adequado.

Os materiais compósitos eram empregados com êxito, desempenhando funções estruturais importantes em diversos campos da engenharia desde a década de 40. Propriedades como elevada resistência à tração, leveza, resistência à corrosão e à fadiga, amortecimento ao choque e isolamento eletromagnético atraíram o interesse da indústria da construção civil.

Os polímeros reforçados com fibras são constituídos por dois componentes:

- Componente estrutural: As fibras, principal responsável por conferir resistência e rigidez ao compósito;
- Componente matricial: A resina polimérica e normalmente alguns “fillers” e aditivos. Esse componente é responsável pela transmissão dos esforços entre as fibras e a estrutura envolvente, além de proteger as fibras da agressividade ambiental e de danos mecânicos.

O desempenho de um PRF é determinado pelas propriedades e características dos materiais que o constituem, pela interação desses materiais e pelas condições da execução do reforço, daí a sua grande versatilidade (ARAÚJO, 2002).

Segundo JUVANDES et al 1996-a, apud JUVANDES (1999): a orientação, o comprimento, a forma e a composição das fibras; as propriedades mecânicas da resina da matriz e a aderência entre a matriz e as fibras são fatores que interferem no desempenho do compósito.

As fibras são materiais de comportamento perfeitamente elástico. As fibras longas (contínuas) e de pequeno diâmetro são as mais apropriadas para o reforço de estruturas de concreto armado, devido à ótima capacidade de transferência de tensões e de aproveitamento de suas propriedades.

As principais fibras contínuas utilizadas atualmente na engenharia civil para o reforço de estruturas são as de vidro, as de aramida (ou Kevlar®) e as de carbono.

A partir dessas fibras, são obtidos os respectivos compósitos reforçados denominados por: polímeros reforçados com fibra de vidro (PRFV), polímeros

reforçados com fibras de aramida (PRVA) e polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC).

Na tabela 2.1 são apresentadas as principais propriedades das fibras acima citadas. Observa–se que as propriedades físicas e mecânicas dessas fibras variam não só entre os diferentes tipos, como também entre fibras de um mesmo tipo.

Tabela 2.1 – Propriedades dos principais tipos de fibra (CEB – FIP 2001).

Tipo de fibra	**Módulo de elasticidade (GPa)**	**Resistência à tração (MPa)**	**Deformação última (10^{-3})**
Carbono de alta resistência	215 - 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
Carbono de ultra alta resistência	216 – 235	3500 – 6000	1,5 – 2,3
Carbono de alto módulo de elasticidade	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
Carbono de ultra alto módulo de elasticidade	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4
Vidro – aluminoborosilicato de cálcio (E)	70	1900 – 3000	3,5 – 4,5
Vidro – aluminosilicato de magnésio (S)	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5
Aramida com baixo módulo de elasticidade	70 – 80	3500 – 4100	4,3 – 5,0
Aramida com alto módulo de elasticidade	115 – 130	3500 – 4000	2,5 – 3,5

Constata - se na tabela 2.1 que as fibras de carbono são as mais rígidas e resistentes dentre as fibras mais utilizadas em compósitos a serem empregados no reforço estrutural. Essas fibras destacam-se também pela leveza (peso específico da ordem de 18 kN/m^3), ótimo comportamento relativo à fadiga e à atuação de cargas cíclicas, estabilidade térmica e reológica, resistência à corrosão e a outros tipos de ataques químicos.

Os PRFC são os mais apropriados para o reforço de vigas de concreto armado por causa do alto desempenho mecânico das fibras de carbono (FERRARI, PADARATZ e LORIGGIO, 2002).

2.3.2.1 Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC)

Segundo JUVANDES (1999), no confronto com os PRFV e PRFA, os PRFC destacam – se pela maior resistência à tração e à compressão, módulo de elasticidade mais próximo do aço (ver figura 2.2), bom comportamento à fadiga e boa resistência alcalina.

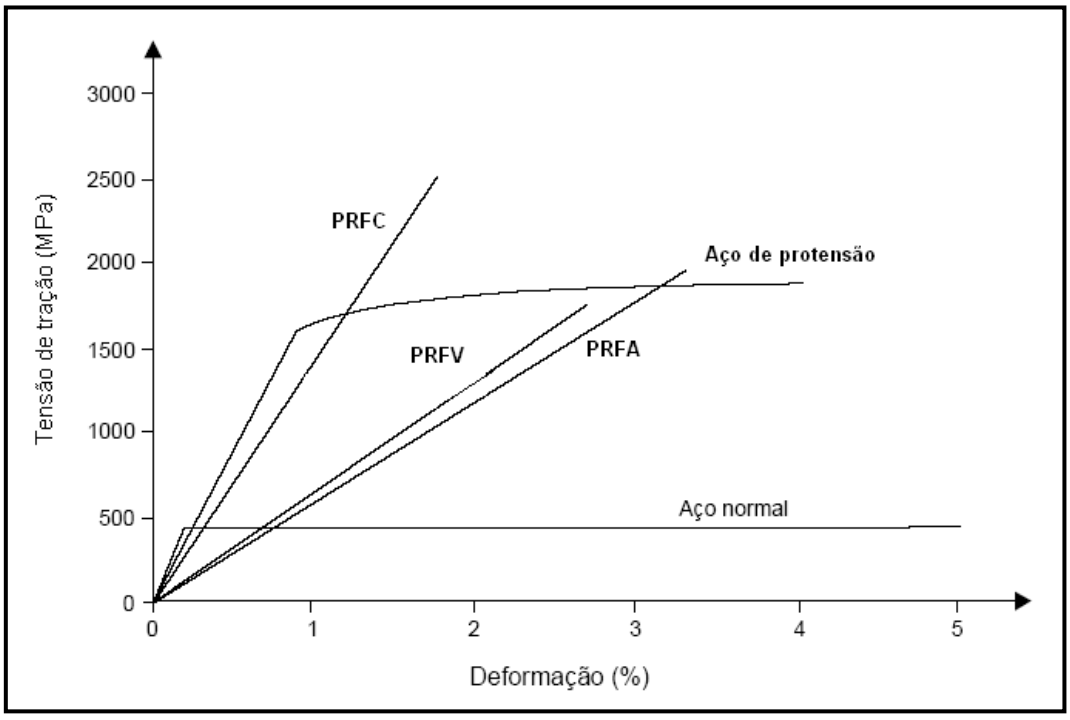


Figura 2.2 – Comparação entre as curva tensão-deformação dos principais polímeros reforçados com fibras e o aço (ABDELRAHMAN et al (1997), apud JUVANDES (1999)).

Ao longo da década de 90, foram realizados vários estudos visando a confirmar a eficiência dos PRFC no reforço de estruturas de concreto armado. Atualmente esses compósitos são aplicados com êxito no reforço de estruturas de edifícios e de pontes.

A durabilidade, a leveza e a variabilidade de comprimento são características do compósito que contribuem de forma fundamental para a sua boa aceitação. Essa técnica pouco altera a geometria das peças reforçadas.

De acordo com ARAÚJO (2002), a economia obtida na execução, por ser mais rápida, fácil e limpa, pode compensar o custo do compósito, que chega a ser cerca de dez vezes o do aço.

A resistência ao fogo dos PRFC é limitada pela instabilidade da resina da matriz quando submetida a elevadas temperaturas.

As resinas termoendurecíveis epóxicas são as mais usadas na matriz desses compósitos, e suas principais vantagens são a excelente resistência à tração, baixa fluência, boa resistência química e a solventes, forte adesão com as fibras e baixa retração durante a cura.

O preço e o período de cura são itens apontados como desvantagens no uso dessas resinas. Além disso, sob elevadas temperaturas, as resinas epóxicas sofrem reduções consideráveis de resistência e rigidez.

Conforme já foi mencionado, além da resina, “fillers” e aditivos são também normalmente utilizados para compor a matriz. Os “fillers” têm a função de diminuir o custo e melhorar as propriedades da matriz (controlam a retração, melhoram a capacidade de transferência de tensões e controlam a tixotropia da resina). Já os aditivos conferem aumento de resistência à matriz e facilitam a fabricação do compósito.

Os aditivos mais comuns são os inibidores da ação de raios ultravioleta, os antioxidantes, os catalisadores e os desmoldantes (ARAÚJO, 2002).

Para colagem dos PRF na superfície do concreto e transferência de tensões entre esses dois materiais, os adesivos mais usados e aceitos são as resinas epóxicas.

Os compósitos de fibra de carbono para utilização em concreto armado como reforço estrutural são divididos em dois grupos: os sistemas pré-fabricados (laminados) e os sistemas curados “in situ”.

Os sistemas pré-fabricados (lâminas) se apresentam na forma de compósitos totalmente curados, com forma, tamanho e rigidez definidos, prontos para serem colados no elemento a ser reforçado. Normalmente, possuem um teor de fibras em torno de 70%, larguras variadas e espessura entre 0,8 e 1,5 mm. Em relação aos sistemas curados “in situ”, têm a vantagem do maior controle de qualidade, uma vez que só as propriedades do adesivo são afetadas pela execução. Contudo, são menos flexíveis.

Os sistemas laminados resultam da impregnação de um conjunto de feixes ou camadas contínuas de fibra por uma resina termoendurecível (Figura 2.3).

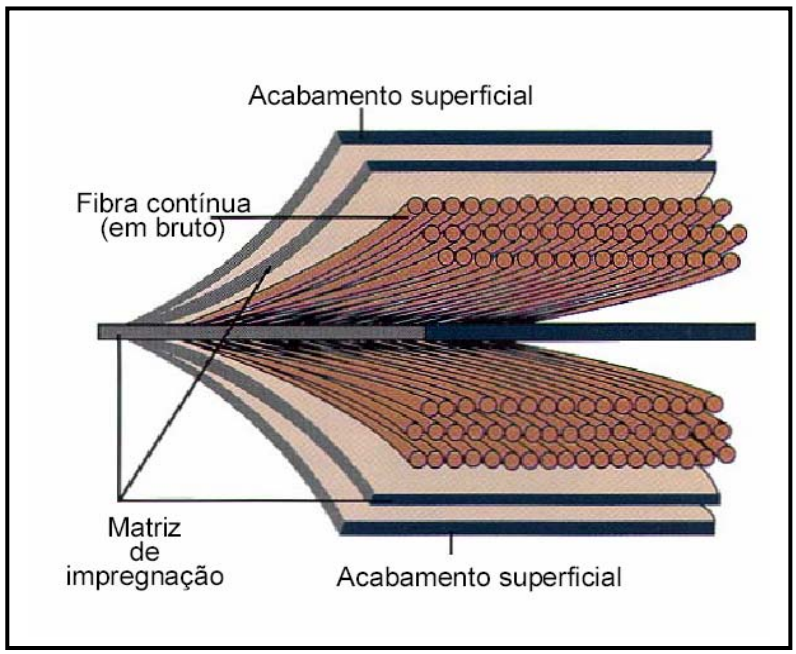


Figura 2.3 – Constituintes do laminado (RAY PUBLISHING (1998), apud JUVANDES (1999)).

A aplicação de feixes de fibras contínuas na forma de fios, em estado seco ou pré-impregnado, sobre um adesivo epóxico previamente espalhado na superfície a ser reforçada constitui os chamados sistemas curados “in situ”.

Os sistemas curados “in situ” são designados por mantas e tecidos, conforme disposição das fibras no plano. Não há padronização da nomenclatura para esses sistemas de reforço.

A espessura final de um compósito curado “in situ”, para a fibra em estado seco, varia entre 0,1mm e 0,5 mm.

Diversos estudos realizados utilizando os PRFC no reforço à flexão de vigas de concreto armado mostraram sua eficiência. É importante salientar que a eficiência dessa técnica de reforço sofre considerável influência dos seguintes fatores: orientação e disposição das fibras, número de camadas de reforço e presença de dispositivos de amarração.

A orientação e a disposição das fibras, seja manta ou tecido, influenciam a capacidade resistente, a ductilidade e a rigidez das vigas reforçadas à flexão com PRFC (NORRIS, SAADATMANESH e EHSANI, 1997).

Nos estudos de BEBER, CAMPOS e CAMPAGNOLO (2000), a partir da variação do número de camadas de tecido de PRFC, obtiveram - se aumentos significativos na resistência e na rigidez das vigas reforçadas. Vale ressaltar que há

recomendações na literatura para o número máximo de camadas a serem usadas no reforço com PRFC, visando não prejudicar o seu comportamento. O CEB-FIP (2001) recomenda o número máximo de 3 e 5 camadas para reforço de flexão por lâmina e tecido de fibra de carbono, respectivamente.

A presença de dispositivos de amarração do reforço possibilita um melhor aproveitamento dos compósitos, evitando a ruptura frágil do elemento reforçado (devido ao descolamento ou destacamento do compósito) e permitindo maiores deformações desses elementos colados, aumentando assim a eficiência do reforço.

Segundo PINTO e CERQUEIRA (2000), pode–se evitar o descolamento da lâmina de PRFC, tanto no reforço à flexão quanto no reforço ao cisalhamento, limitando - se sua deformação em 5 ‰.

Para evitar o descolamento do reforço, parece aceitável limitar a deformação em 6 ‰ no reforço com tecido unidirecional de fibras de carbono (ARAÚJO, 2002).

Os valores de deformação limites mencionados acima desconsideram a existência de dispositivos de amarração do reforço.

Além da possibilidade de provocar ruptura frágil da peça, outras desvantagens apontadas para o uso dos PRFC colados como reforços à flexão de vigas são: impossibilidade de visualizar fissuras na interface substrato-reforço, se o reforço for contínuo, o alto custo do compósito, a necessidade de proteção contra fogo e raios ultravioletas e o coeficiente de dilatação térmica do compósito diferente daquele do concreto.

Segundo RIPPER (1998), devido às diferenças de potenciais que geram ao estar em contato com metais, as fibras de carbono podem favorecer corrosão do tipo galvânico.

Para garantir a eficiência do método, é preciso ficar atento às condições da estrutura a ser reforçada e à aplicação dos compósitos. Os reforços que estarão sujeitos à radiação solar ou a ataques químicos devem ter acabamento apropriado. A temperatura, a umidade relativa do ar e a umidade da superfície durante a execução do reforço também têm grande influência na performance do compósito.

As tendências das pesquisas nessa área de reforço, pelo que se constatou nos estudos, são de investigar aspectos que, além de possibilitarem uma maior eficiência da técnica, gerem maior redução de custos, e, conseqüentemente, ampliação de seu uso.

2.3.3 Modos de Ruína

O entendimento e a identificação dos modos de ruptura são fundamentais para a análise do comportamento dos novos materiais e desenvolvimento de critérios de dimensionamento do reforço.

Segundo JUVANDES (1999), os modos de ruína possíveis para a estrutura reforçada pela colagem de elementos metálicos ou compósitos podem ser sintetizados em três grupos:

- Ruínas clássicas de estruturas de concreto armado (escoamento das armaduras e/ou esmagamento do concreto);
- Ruína dos materiais aplicados (material colado ou adesivo);
- Ruína da ligação concreto-adesivo-reforço.

No caso de reforço com a colagem de compósitos, segundo TRIANTAFILLOU (1998), os sete modos de ruptura em estruturas reforçadas à flexão são mostrados na figura 2.4.

Os três primeiros modos de ruína ((a), (b) e (c)) podem ser caracterizados como clássicos:

(a) Escoamento da armadura longitudinal interna de tração, seguido de ruptura do reforço.

(b) Ruína governada pelo escoamento do aço, seguida de esmagamento do concreto;

(c) Esmagamento do concreto. Ao contrário do modo (a), esse tipo de ruptura ocorre quando as taxas de reforço e de armadura longitudinal interna são elevadas;

(d) Destacamento do compósito nas extremidades, que pode ser decorrente de fissuras de cisalhamento que ocorrem junto à interface do concreto - adesivo;

(e) Descolamento do compósito próximo às fissuras de cisalhamento;

(f) Descolamento do compósito próximo às fissuras de flexão;

(g) Descolamento do reforço em função de irregularidades na superfície do concreto, falha na concretagem e espalhamento incorreto da resina.

As ruínas (c), (d), (e), (f) e (g) ocorrem de forma frágil.

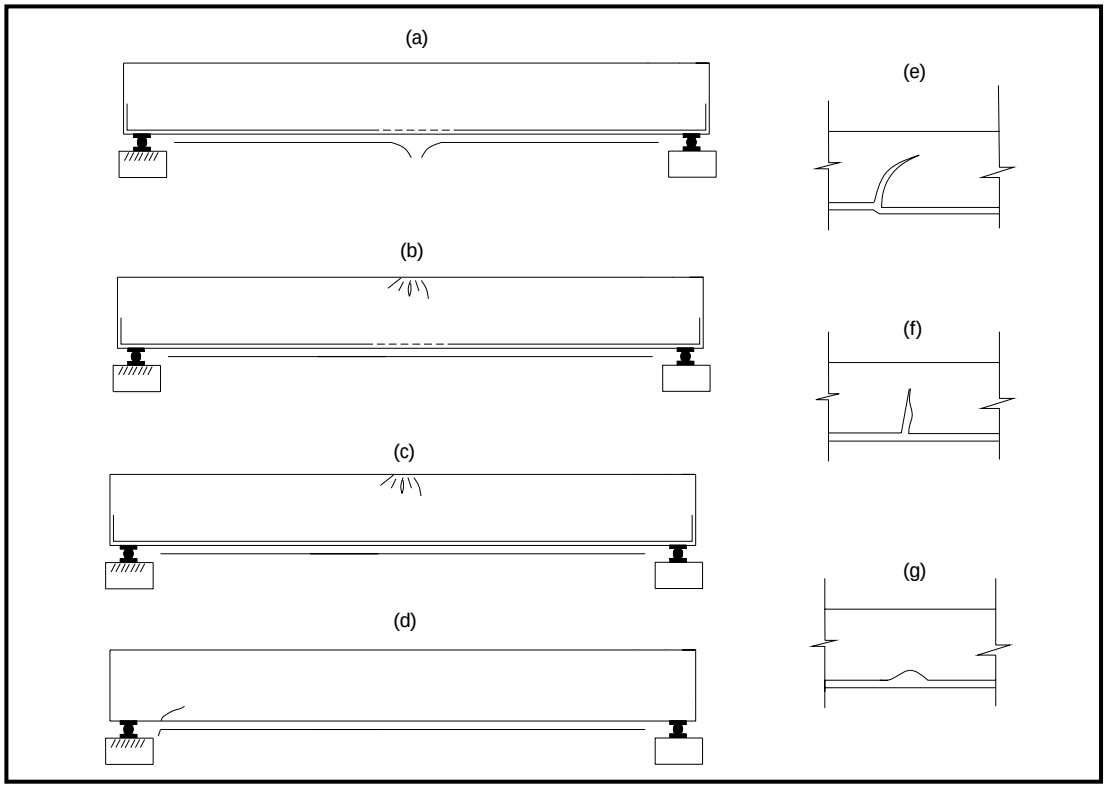


Figura 2.4 – Modos de ruptura de vigas com reforço à flexão de PRFC, segundo TRIANTAFILLOU (1998).

Alguns desses modos de ruptura são semelhantes aos de vigas reforçadas à flexão por colagens de chapas de aço.

2.4 – PROTENSÃO EXTERNA

Desde 1950, a protensão externa vem sendo largamente utilizada para o reforço de vigas de pontes de diversos tipos: de concreto armado, de concreto protendido, de aço e mistas (ALMEIDA, 2001).

O reforço à flexão de vigas de concreto armado com essa técnica consiste na aplicação de protensão externa através de cordoalhas, fios ou barras, com determinado perfil ou traçado (ver figura 2.5).

Esse sistema introduz solicitações contrárias às provocadas pelas cargas atuantes, diminuindo assim deformações e flechas.

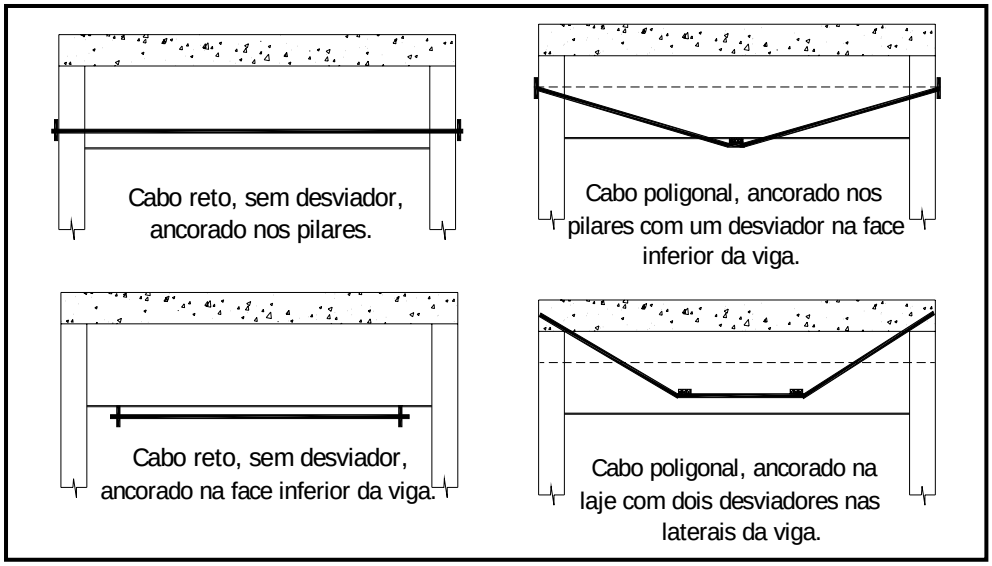


Figura 2.5 – Ilustração de aplicações de proteção externa com diferentes traçados dos cabos de protensão, ALMEIDA e HANAI (2001).

Os casos mais comuns apontados na literatura técnica, em que se recorre ao emprego da protensão externa como reforço de vigas, visam:

- Redução de aberturas de fissuras e de flechas;
- Redistribuição de esforços em vãos de vigas ou alívio de apoios submetidos a solicitações mais críticas;
- Suprir a deficiência em armaduras internas corroídas que apresentam redução em sua resistência à tração;
- Aumento da capacidade portante.

As principais vantagens mencionadas para essa técnica são: a possibilidade de execução do reforço sem a necessidade de descarregar a estrutura para que se aproveite melhor o potencial do reforço**,** o resultado do reforço é alcançado logo após a conclusão da protensão, pode ser eliminada grande parte das deformações existentes no elemento.

DALY (1998) levanta as seguintes vantagens da aplicação da protensão externa para o reforço de pontes:

- É mais barato do que outros métodos que exigem reconstrução do tabuleiro da ponte;
- O equipamento necessário é leve e de fácil operação, principalmente se for utilizado o sistema monocordoalha;

- Pode - se aumentar a resistência à flexão e ao esforço cortante sem aumentar significativamente o peso próprio das vigas;
- A excentricidade dos cabos pode ser aumentada, fixando - os por meio de desviadores na face inferior da viga;
- As perdas por atrito dos cabos externos são menores do que as dos cabos internos;
- Os cabos podem ser facilmente inspecionados, novamente protendidos e até substituídos;
- O reforço, em muitos casos, pode ser feito sem a interrupção do tráfego.

A eficiência desse método de reforço é avaliada pelo melhoramento do comportamento em serviço da viga, aumento de sua resistência à flexão aliado ao ganho de resistência ao cisalhamento.

O bom desempenho desse reforço está diretamente relacionado à eficiência da ancoragem e dos dispositivos de desvios dos cabos. É recomendado muito cuidado em relação ao tipo e ao detalhamento desses elementos.

A ancoragem e os dispositivos de desvios dos cabos devem ser estudados, detalhados e muitas vezes fabricados para cada caso particular (SOUZA e RIPPER, 2004).

A não existência do confinamento dos cabos pelo concreto e o surgimento do efeito de segunda ordem (flambagem), são apontados como as maiores diferenças, do ponto de vista de projeto, da protensão exterior em relação à protensão com cabos aderentes (SOUZA e RIPPER, 2004).

A protensão externa é considerada uma técnica sofisticada e de custo elevado.

Segundo ALMEIDA (2001), os cabos externos estão mais susceptíveis à corrosão, sendo essencial provê-los de uma proteção eficiente, e têm maior exposição à ação do fogo, ao impacto e a atos de vandalismo.

Os modos de ruína típicos de vigas reforçadas à flexão por protensão externa são (ver figura 2.6):

- Escoamento do aço (figura 2.6 (1) e (2));
- Esmagamento do concreto (figura 2.6 (1) e (3)).

O modo de ruína (4) ilustrado na figura 2.6 corresponde à ruptura de um dos fios das cordoalhas dos cabos de protensão. Essa forma de ruína pode acontecer antes ou depois do escoamento do aço passivo, e geralmente é provocada pelo uso

de desviadores ineficientes. A inclinação acentuada do cabo de protensão também pode provocar esse modo de ruptura (ALMEIDA, 2001).

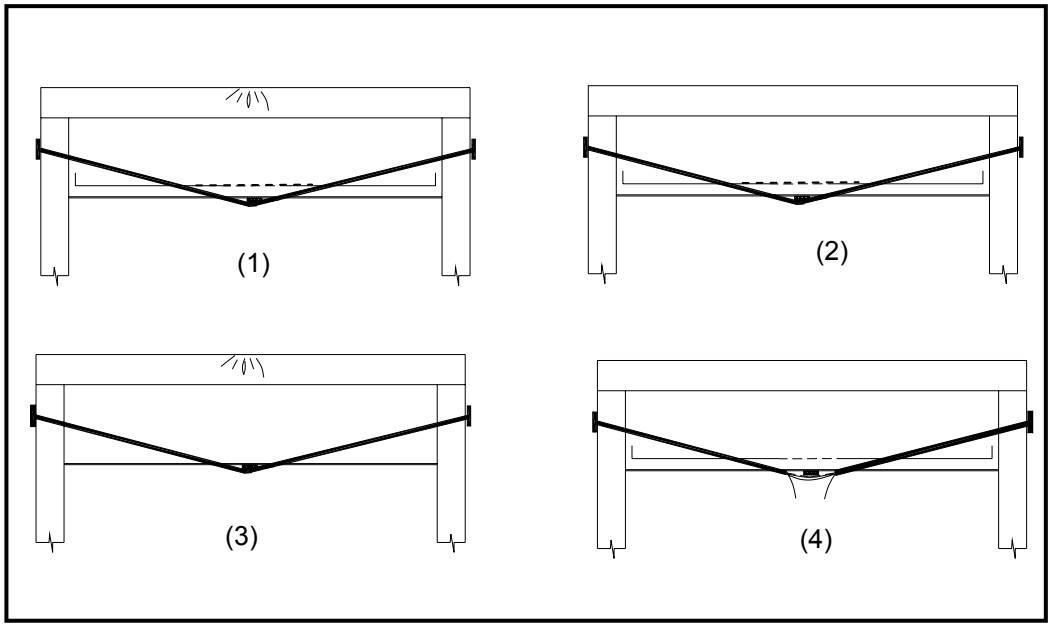


Figura 2.6 – Modos de ruptura para vigas reforçadas por protensão externa.

2.5 ENCAMISAMENTO

A técnica de encamisamento é muito utilizada devido às vantagens que apresenta frente aos outros tipos de reforços. Dentre elas se destacam:

- A economia, principalmente devido à não exigência de mão-de-obra especializada para execução e o uso de materiais tradicionalmente usados na construção civil (concreto e aço);
- Maior possibilidade de conferir ao elemento reforçado os modos de ruptura característicos de seções de concreto armado;

Quando a tensão na biela comprimida de concreto não atende ao limite estabelecido pela norma, a única técnica que pode ser viável para reforço de cisalhamento é a de encamisamento, alterando as dimensões da seção transversal da peça.

A principal desvantagem desse método é a alteração considerável nas dimensões originais dos elementos reforçados, o que em alguns casos pode ser inconveniente ou impossível.

A eficiência do reforço está intimamente relacionada com a ligação entre a viga original e a parte acrescentada. A união entre esses dois concretos pode ser um fator de encarecimento dessa técnica de reforço, principalmente quando se recorre ao uso de agentes adesivos.

Neste trabalho foi investigada a eficiência do reforço à flexão de vigas de concreto armado através de aumento das seções de concreto e aço nas zonas tracionadas, designado aqui por encamisamento parcial.

2.5.1 Resistência da Ligação Sem Armadura Transversal

O bom desempenho e a durabilidade de uma estrutura reforçada dependem, principalmente, de uma eficiente aderência entre o material de reforço e o substrato.

O dimensionamento do reforço e a resistência da ligação concreto-reforço definem o comportamento estrutural do elemento reforçado.

A aderência perfeita entre os dois concretos, admitida no cálculo do reforço, é imprescindível para promover o ganho de resistência e rigidez previsto. Não haverá um deslizamento relativo entre os concretos se a tensão de cisalhamento na interface for menor que a resistência de aderência. Ou seja, deve–se garantir a aderência na seção de ligação, de forma que ela tenha capacidade de resistir às tensões de cisalhamento ali estabelecidas, quando da ruptura prevista para o elemento reforçado, possibilitando, dessa forma, que ocorram somente as ruínas características de vigas de concreto armado monolíticas.

A resistência da ligação às tensões cisalhantes sofre influência de vários fatores: propriedades dos dois concretos, rugosidade e eventual molhagem da superfície de concreto existente, cura do novo concreto e propriedades químicas, mecânicas e elásticas do adesivo porventura utilizado (SOUZA e RIPPER, 2004).

Vários produtos comercializados como “agentes adesivos” e empregados em sistemas de reparo e reforço de estruturas apresentam desempenhos pouco satisfatórios. Por outro lado, alguns adesivos eficientes tornam o reforço mais oneroso.

Alguns programas experimentais foram desenvolvidos visando investigar tanto alternativas de materiais que apresentem propriedades adesivas satisfatórias e baixo

custo, como também a obtenção de um eficiente sistema de reparo e reforço sem o uso de agentes adesivos.

Segundo CLÍMACO (1991), uma aderência eficiente pode ser obtida em reparos com o concreto novo sendo lançado contra o concreto maduro sem o uso de agentes adesivos, estando a superfície do concreto da base seca e escarificada, com os agregados graúdos expostos.

A maioria dos estudos realizados para avaliação de aderência entre substratos de concreto velho e concreto novo utilizou o teste de compressão–cisalhamento de corpos-de-prova reconstituídos com junta diagonal ("slant shear test").

KRIEGH (1976), apud PIRES (2003), considera esse teste o mais significativo, quando se deseja selecionar um composto de resina epóxi como agente adesivo entre o substrato de concreto e o reparo/reforço de concreto.

Um resumo sobre este teste de avaliação de aderência e o seu emprego em alguns estudos é apresentado a seguir.

2.5.2 Estudos de Avaliação da Aderência com o Teste de Compressão - Cisalhamento de Prismas Compostos com Junta Inclinada.

2.5.2.1 – Teste de Compressão-Cisalhamento de Junta Inclinada

O método que é conhecido como teste de compressão-cisalhamento de corpos-de-prova compostos unidos com junta diagonal, ensaio de cisalhamento de junta inclinada ou simplesmente ensaio de cisalhamento inclinado, consiste na compressão axial de um corpo-de-prova prismático composto com superfície de ligação oblíqua em relação à direção da carga.

Segundo CLÍMACO (1991), as vantagens do método de compressão-cisalhamento de junta inclinada na avaliação da aderência são:

- Estado de tensões na junta bastante representativo de situações típicas de reparo;
- Sensibilidade razoável no que diz respeito à resistência da aderência, com baixos coeficientes de variação nos resultados;
- Procedimentos simples de teste;
- Facilidade para simulação de situações reais de reparo.

Os aspectos acima mencionados justificam a adoção do método por algumas das normas internacionais, porém há diferenças substanciais entre elas quanto aos procedimentos adotados para realização dos ensaios.

Segundo CLÍMACO e REAGAN (2001), a norma NFP18-872 usa prismas de dimensões 100 mm x 100 mm x 300 mm e ângulo da junta "$\propto$"de 60º, para reparos com concreto, sem ou com o uso de adesivos; a norma italiana adota prismas de 70 mm x 70 mm x 20 mm e "$\propto$"de 73º. Na norma C882 (ASTM, 1983), a avaliação da aderência, com sistemas epóxi usados em reparos, deve ser com prismas cilíndricos de 76 x 152 mm com a superfície original preparada por jato de areia ou escova de aço e "$\propto$" de 60º. Na norma BS6319: parte 4 (BSI, 1984), os prismas apresentam dimensões de 150 mm x 55 mm x 55 mm, superfície apicoada e "$\propto$"de 60º.

O desenvolvimento das tensões na interface e os modos de ruptura de um prisma composto com junta inclinada, submetido à compressão axial, dependem principalmente da eficiência da aderência.

Se a adesão for efetiva, a ruína é caracterizada pela ruptura no concreto (figura 2.7 - curva 1: critério de Mohr-Coulomb Modificado). Se a adesão for insuficiente, a ruptura ocorrerá ao longo da junta (CLÍMACO e REAGAN, 2001).

No caso de adesão satisfatória, o estado de tensões produzido na junta envolve uma distribuição irregular de tensões em função da superfície do concreto da junta. Trata–se de um estado complexo e altamente influenciado pela espessura de camada de adesivo eventualmente existente.

Com a ruptura ocorrendo na junta, o estado de tensões na interface apresenta tensões de compressão e cisalhamento e o critério de ruptura tipo Coulomb (figura 2.7 - curva 2) pode ser usado para descrever a resistência de aderência (CLÍMACO, 1990, apud GARCIA e CLÍMACO, 2001):

$$\tau = c + \mu\sigma \tag{2.1}$$

$$f_{c,u} = \frac{c(1+\tan^2\alpha)}{\tan\alpha - \mu} \tag{2.2}$$

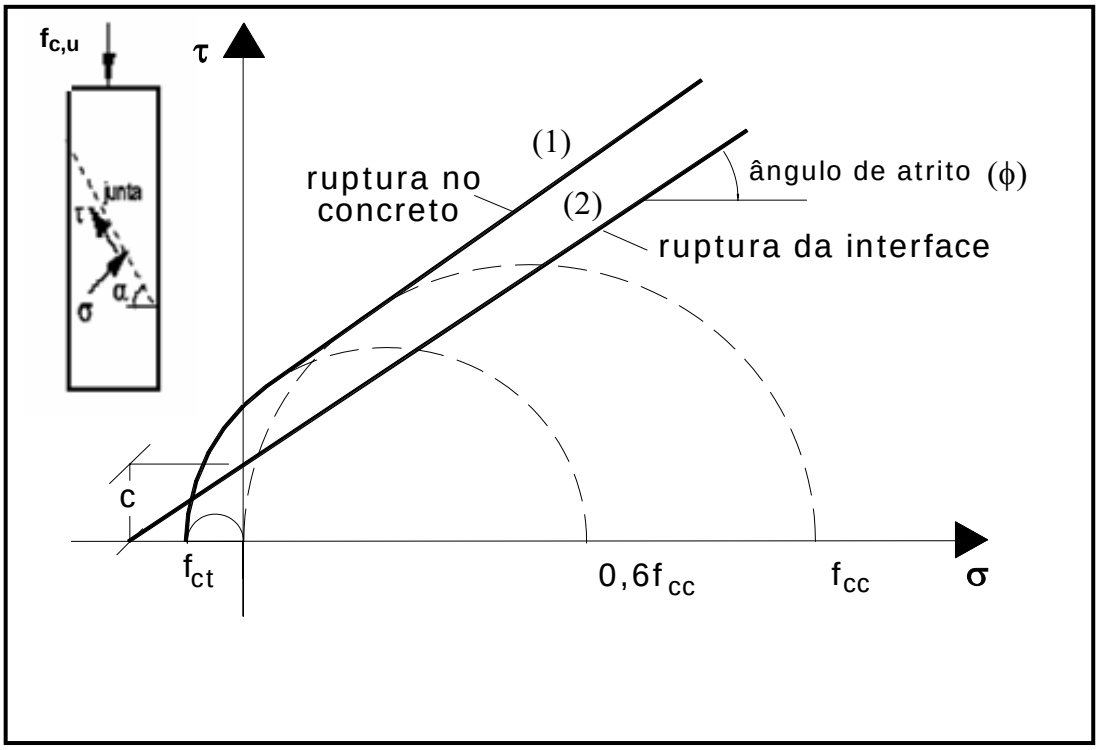


Figura 2.7 - Critério de ruptura de Moh-Coulomb Modificado (1) e do tipo Coulomb (2).

Onde:

τ = tensão de cisalhamento na junta;

σ = tensão normal na junta ($\sigma > 0$ para tensão de compressão);

c = coesão aparente na interface;

μ = coeficiente de atrito na interface = tang ϕ;

ϕ = ângulo de atrito;

$\propto$ = ângulo da junta com a direção normal à da carga;

$f_{c,u}$ = resistência à compressão axial do prisma composto.

f_{cc} = resistência de referência à compressão axial dos prismas compostos, geralmente adotada como sendo a menor resistência média à compressão (f_{cm}) obtida para os concretos da base e do reparo;

Do equilíbrio de forças na junta do prisma composto da figura 2.7, as tensões últimas de cisalhamento e normal na interface podem ser expressas em termos da resistência à compressão do prisma composto, $f_{c,u}$, e do ângulo α, pelas expressões:

$$\sigma = f_{c,u} \cos^2 \propto \quad (2.3)$$

$$\tau = f_{c,u} \cos \propto \text{sen} \propto \quad (2.4)$$

CLÍMACO e REAGAN (2001) mostraram que o ângulo crítico da junta depende do grau de aspereza de sua superfície. A partir dos valores de coesão e coeficientes de atrito sugeridos por REAGAN (1986), apud CLÍMACO e REAGAN (2001), e das equações 2.1 a 2.4, os autores apresentaram os valores de ângulo crítico de 72,2º, 66,3º e 62,5º para superfícies rugosas, medianamente rugosas e lisas, respectivamente.

A seguir são apresentados resumos de alguns estudos realizados para analisar a tensão resistente de aderência utilizando–se o teste de compressão-cisalhamento de junta inclinada.

2.5.2.2 Estudo de PIANCASTELLI (1997)

Este trabalho teve o objetivo de avaliar a aderência entre o concreto das vigas originais e o concreto usado no reforço dessas vigas, sendo empregado no último cimento portland de alta resistência inicial. A aderência entre os dois concretos foi investigada para as idades de 4, 5 e 7 dias, em cada idade foram ensaiados quatro corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm, sendo dois com superfície de aderência seca e dois com ela úmida.

O ângulo de inclinação da junta "$\propto$" adotado foi de 60º, observando recomendação das normas C882 (ASTM, 91) e C1042 (ASTM, 91). As superfícies do concreto das bases foram levemente apicoadas, à exceção de uma faixa de

aproximadamente um centímetro ao longo de seu contorno, com o objetivo de evitar a quebra das bordas. Os resultados dos ensaios de aderência são apresentados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Resistências médias de aderência obtidas por PIANCASTELLI (1997).

Superfície do concreto das vigas originais	**Resistência de aderência na junta (MPa)**		
	4 dias	5 dias	7 dias
seca	2,15	2,56	2,59
úmida	2,20	2,29	2,16

Segundo o autor, os dados da tabela 2.2, em relação à influência da umidade da superfície, confirmam a conclusão de CLÍMACO (1991), de que a superfície úmida reduz a tensão última de aderência.

2.5.2.3 Estudo de ABU-TAIR et al (2000)

ABU-TAIR et al. (2000) utilizaram o teste de compressão-cisalhamento de junta inclinada para avaliar a aderência de três tipos de materiais de reparo diferentes: um material à base de epóxi, um material cimentício modificado e um concreto de cimento portland. Os métodos de preparação da superfície utilizados foram: apicoamento, tratamento com martelete, tratamento com escova de aço e superfície lisa (sem nenhum tratamento). Após o preparo com os métodos citados a superfície das bases foi saturada, no caso dos reparos com o material cimentício e com o concreto de cimento portland. Nos casos em que foi utilizado o material à base de resina epóxi a superfície da base encontrava-se seca.

Foram ensaiados corpos-de-prova prismáticos de dimensões 55 mm x 55 mm x 150 mm e ângulo de inclinação da junta ($\propto$) de 60º, seguindo as recomendações do BS 6319 (parte 5).

Na tabela 2.3 são mostrados os resultados de $f_{c,u}$ obtidos para os diversos materiais de reparo e diversos tratamentos da superfície.

Nota–se nessa tabela que a maior resistência foi atingida para reparo com concreto de cimento portland e superfície apicoada e, o que mostra a eficiência do

reparo com concreto de cimento portland para este tipo de tratamento da superfície, sem necessidade do uso de adesivos.

Nos sistemas em que a preparação da superfície ocorreu com a utilização de martelos pneumáticos e elétricos, foram observados danos no substrato e houve redução da resistência.

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios de compressão-cisalhamento dos prismas de ABU-TAIR et al. (2000).

Material do reparo	**Tratamento da superfície**	**Nº de exemplares**	**$f_{c,u}$ (MPa)**	**Desvio padrão (MPa)**	**Percentual de ruptura na junta**
Base epóxi	lisa	24	21,86	2,06	45
	escovada	24	18,71	2,35	33
	martelete	48	17,17	3,28	10
	apicoada	24	24,19	2,06	08
Material cimentício modificado	escovada	24	12,20	2,20	100
	martelete	24	18,24	2,57	25
	apicoada	24	21,38	4,21	21
concreto	escovada	24	16,66	1,76	100
	martelete	24	19, 76	2,60	61
	apicoada	24	24,54	3,04	53

2.5.2.4 Estudo de CHEONG e MACALAVEY (2000)

No programa experimental desenvolvido por CHEONG e MACALEVEY (2000), foi avaliada a resistência de aderência entre concretos distintos, e com o concreto novo dos prismas compostos tendo seu agregado graúdo previamente lançado ("preplaced agregate concrete") sobre a superfície apicoada do concreto da base.

Todos os prismas compostos tiveram a interface entre os concretos antigo e novo preparada por apicoamento e não foram usados adesivos. Os autores não relataram se a superfície das bases encontrava-se seca ou úmida quando houve o lançamento do concreto novo, também não foi identificado no trabalho o número de corpos-de-prova compostos rompidos para obtenção das envoltórias (ver tabela 2.4).

Foram utilizados nos testes corpos-de-prova prismáticos de 100 mm x 100 mm x 400 mm e três ângulos de inclinação da ($\propto$): 60º, 70º e 75º.

Os autores apresentaram cinco retas de envoltórias de ruptura referentes a cinco valores de resistência de referência à compressão axial dos prismas compostos (f_{cc}). As envoltórias foram traçadas a partir dos valores de tensões últimas normal e cisalhante na junta dos prismas, obtidos, respectivamente, das equações 2.3 e 2.4.

Os valores de coesão (c) e ângulos de atrito (ϕ) dessas envoltórias são apresentados na tabela 2.4. Na figura 2.8 é mostrada a envoltória de ruptura para f_{cc} = 45MPa.

Tabela 2.4 – Valores de coesão e ângulo de atrito das envoltórias de CHEONG e MACALEVEY (2000).

f_{cc} (MPa)	**Interface: concreto original e reforço**	
	c (MPa)	**ϕ (graus)**
25	2,7	48
30	3,5	58
40	3,2	50
45	4,5	47
50	3,8	52

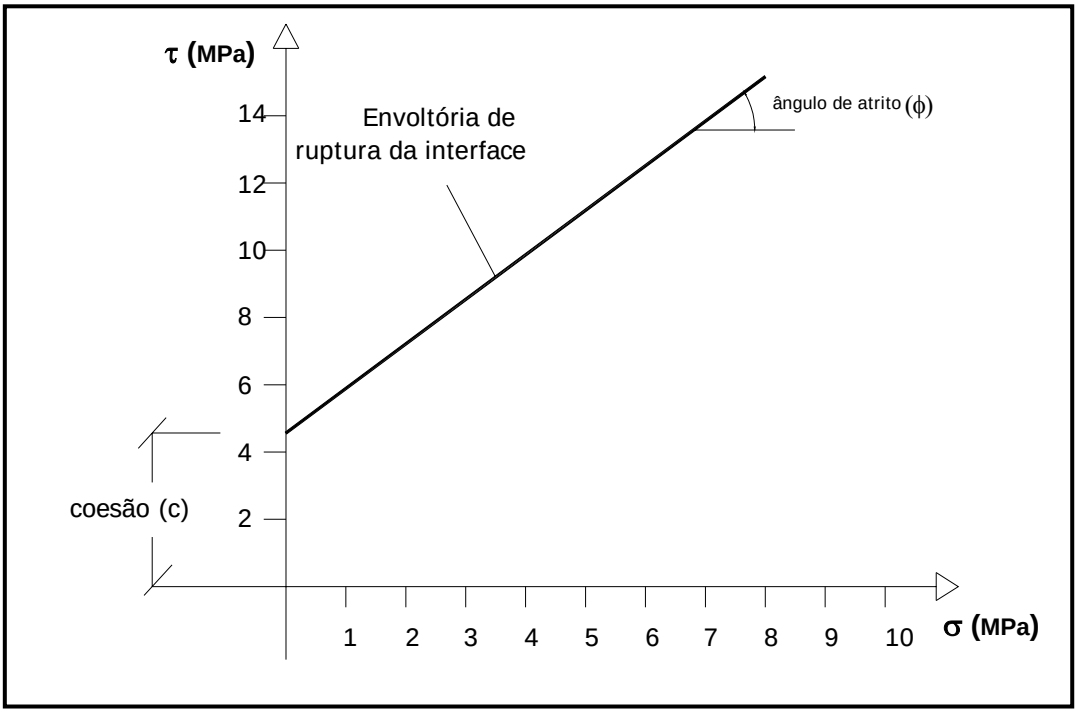


Figura 2.8 - Envoltória de ruptura de CHEONG e MACALEVEY (2000) para f_{cc} = 45 MPa.

2.5.2.5 Estudo de GARCIA e CLIMACO (2001)

GARCIA e CLIMACO (2001) utilizaram o teste de compressão-cisalhamento de prismas compostos com juntas diagonais para avaliar o desempenho de diversos sistemas empregados em reparos estruturais de concreto. Para cada sistema de reparo foram ensaiados três grupos de ângulos "$\propto$" da junta: 63º, 67,5º e 72,5º, para cada um desses grupos foram confeccionados três corpos-de-prova.

Nos testes foram usados prismas de dimensões de 100 mm x 100 mm x 300 mm e interfaces com a superfície escarificada mecanicamente, totalmente seca e com agregados graúdos expostos.

Nessa investigação, confirmou-se que uma aderência eficiente pode ser alcançada pelo lançamento do concreto novo contra o concreto antigo sem o uso de adesivos, estando a superfície da junta seca e áspera, com o agregado graúdo exposto e nenhum dano sendo causado ao concreto próximo à junta.

Dentre os agentes adesivos investigados, as camadas adesivas de argamassa comum de cimento portland, argamassa epóxica e resina epóxi foram as que mais se sobressaíram. Foi enfatizado, particularmente, o desempenho da argamassa comum de cimento portland, de baixo custo, e que possui propriedades adesivas próximas às do concreto.

Os autores observaram que alguns materiais comercializados como tendo "propriedades adesivas" mostraram ter um efeito prejudicial às resistências de aderência.

GARCIA e CLÍMACO (2001) utilizaram a envoltória de ruptura proposta por CLÍMACO (1990) na análise da eficiência dos sistemas de reparo que estudaram.

Nessa metodologia de investigação, a junta é considerada eficiente se os pontos cujas coordenadas são as tensões últimas normal e cisalhante, calculadas pelas expressões 2.3 e 2.4, situarem - se acima das retas da envoltória de ruptura proposta por CLÍMACO (1990), apud GARCIA e CLÍMACO (2001), mostrada na figura 2.9.

Segundo os autores, os sistemas cujos pontos são interceptados pela reta ou não estão muito abaixo dela poderão ser considerados ainda como sistemas razoavelmente eficientes quanto à aderência (ver figura 2.9).

Na figura 2.9, a reta principal da envoltória possui inclinação ϕ = arctan (μ =1,4) em relação à horizontal e corta o eixo vertical na ordenada correspondente ao valor da coesão na junta $c = 0{,}25 f_{cc}^{2/3}$. Esses valores de coesão (c) e coeficiente de atrito (μ) foram sugeridos por REGAN (1986), apud CLÍMACO e REAGAN (2001), considerando

a superfície do concreto da junta áspera e com agregado graúdo exposto. Na figura 2.9, a reta inicial intercepta o eixo vertical em aproximadamente $0{,}1f_{cc}^{2/3}$ e se liga à reta principal da envoltória no ponto cuja coordenada no eixo vertical vale 0,4.

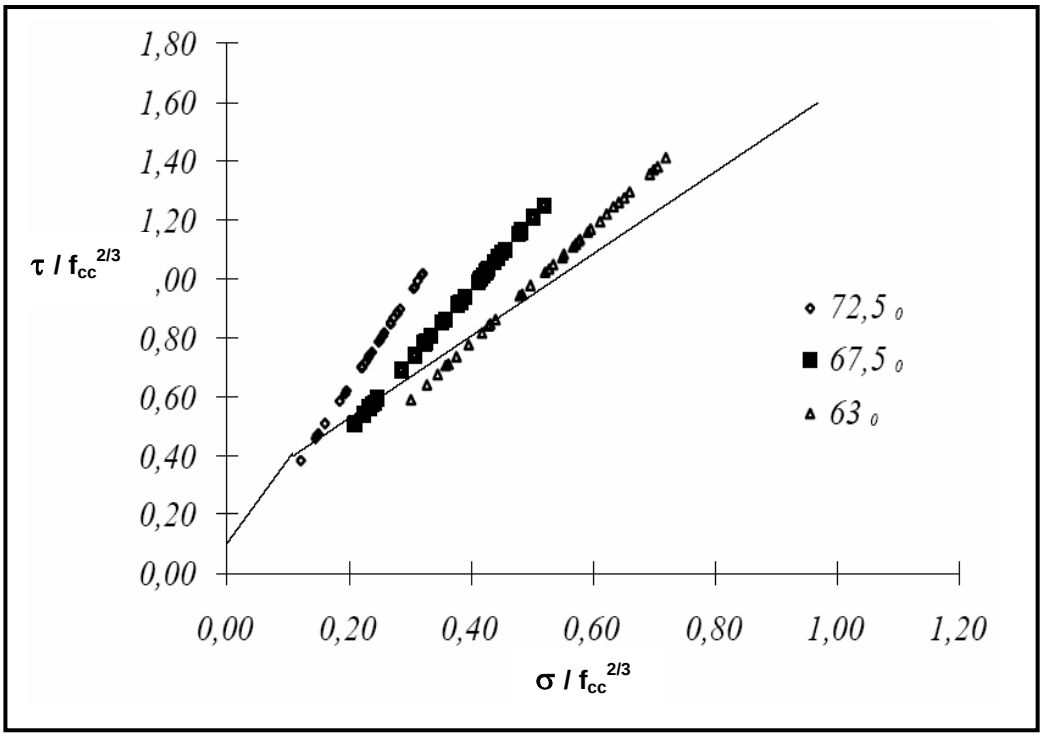


Figura 2.9 – Retas da envoltória de ruptura proposta por CLÍMACO (1990), apud GARCIA e CLÍMACO (2001), e pontos experimentais de coordenadas $\tau/f_{cc}^{2/3}$ e $\sigma/f_{cc}^{2/3}$ (GARCIA e CLÍMACO, 2001).

Os trabalhos de CLÍMACO (1991) e CLÍMACO e REAGAN (2001) também evidenciaram o bom desempenho do concreto de cimento portland como material de reparo ou reforço, sem o uso de agentes adesivos na junta seca e áspera. Segundo esses autores, a superfície seca do concreto antigo melhora a aderência na interface, possivelmente pela migração e penetração de cristais de cimento hidratado na superfície escarificada do concreto velho, associado a um decréscimo da relação água/cimento do concreto vizinho à junta.

2.5.2.6 Estudo de PIRES (2003)

No trabalho desenvolvido por PIRES (2003), foram realizados testes de aderência utilizando o ensaio de cisalhamento inclinado em corpos-de-prova cilíndricos.

Visando verificar a resistência de aderência entre o concreto do reforço e o do elemento reforçado, nas primeiras idades do primeiro, foram ensaiados seis corpos-de-prova compostos de 150 mm x 300 mm e ângulo de inclinação da junta "$\propto$" de 60º.

Objetivando definir valores de coesão e coeficiente de atrito, foram ensaiados mais seis corpos-de-prova com as mesmas dimensões e inclinação da interface dos anteriormente citados, e oito corpos-de-prova de prova de 150 mm x 500 mm, que possuíam juntas com inclinação de 70º. As envoltórias de ruptura apresentadas nas figuras 2.10 e 2.11 foram obtidas a partir desses ensaios.

A superfície do concreto da base de todos os espécimes foi apicoada até a retirada da nata superficial e encontrava-se seca.

Os corpos-de-prova foram ensaiados nas idades de 4 dias e 28 dias, para que também fosse avaliada a evolução da resistência de aderência com o tempo.

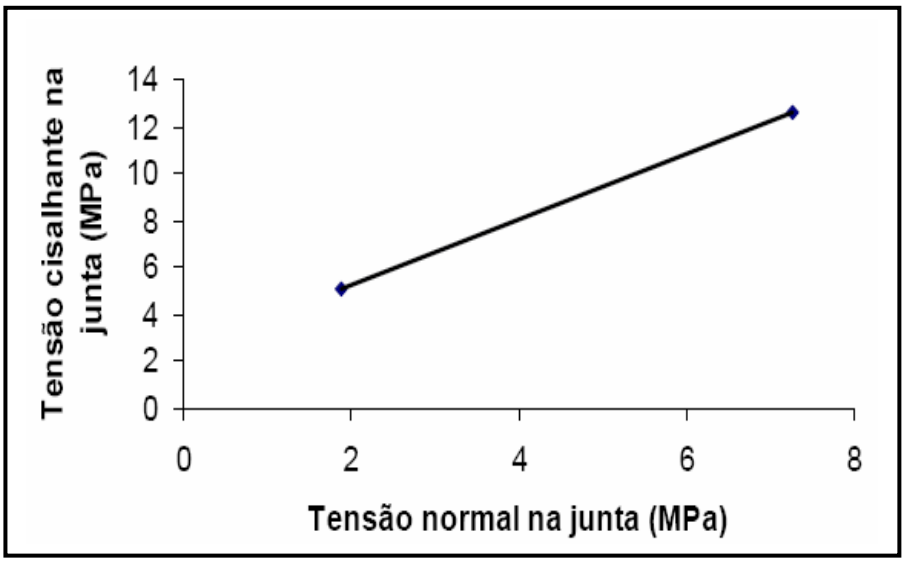


Figura 2.10 – Envoltória de ruptura para idade de 4 dias (adaptado de PIRES, 2003)

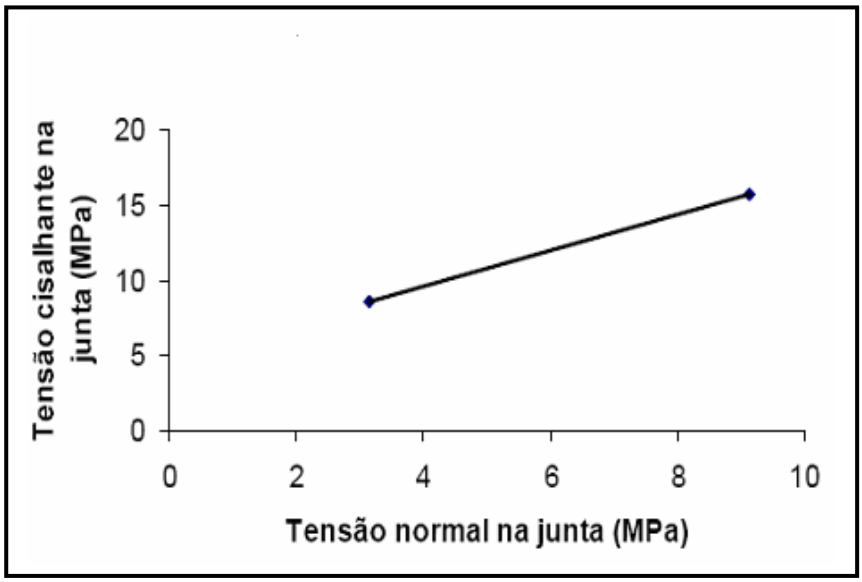


Figura 2.11 – Envoltória de ruptura para idade de 28 dias (adaptado de PIRES, 2003)

Os valores de coesão nas idades mencionadas são mostrados na tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Coesão média entre os concretos original e do reforço (PIRES, 2003).

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

2.5.3 Resistência de Aderência Devida à Coesão

Em muitos problemas envolvendo a ligação entre concretos distintos é comum na resistência ao cisalhamento da interface de ligação ser desconsiderada a parcela devida ao atrito da expressão 2.1, pois é pouco significativa a contribuição do atrito na resistência ao cisalhamento quando da ausência de pressão normal à junta de ligação. Logo, toda a resistência de aderência é considerada somente devida à coesão.

Da equação 2.1, tem–se então:

$$c = \tau - \mu\sigma \quad (2.5)$$

Aplicando-se as equações 2.3 e 2.4 em 2.5, obtém – se:

$$c = f_{c,u} (\cos \propto \text{sen} \propto - \mu\cos^2\alpha) \quad (2.6)$$

Admitindo–se o valor de μ = 1,4 (sugerido por REAGAN, 1986 apud CLÍMACO e REAGAN, 2001) e α = 60 º, obtém–se a expressão 2.7, utilizada por PIANCASTELLI (1997) para definição dos valores da tensão resistente de aderência entre dois concretos mostrados na tabela 2.2.

$$c = 0{,}08\ f_{c,u} \quad (2.7)$$

De acordo com o CEB (1990), a resistência de aderência na interface, devida somente à coesão pode ser calculada por meio das equações 2.8 a 2.10:

$$\tau_{Rd} = \beta f_{ctd} \quad (2.8)$$

$$f_{ctd} = 0{,}7\ f_{ctm} / 1{,}5 \quad (2.9)$$

$$f_{ctm} = 1{,}4(f_{ck}/10)^{2/3} \quad (2.10)$$

Onde:

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

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

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

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

Admitindo–se ambos os concretos com resistência característica à compressão igual a 30 MPa, superfície da interface rugosa e desconsiderando–se o coeficiente de minoração de 1,5, a resistência de aderência de cálculo na junta, devida somente à coesão, seria de 0,81 MPa.

Os valores de resistência de aderência na interface recomendados pelo CEB (1990), em relação a outros propostos, são conservadores.

2.5.4 Modos de Ruína

Os modos de ruptura de vigas reforçadas por encamisamento, desde que seja garantida a condição de aderência perfeita entre o concreto da viga existente e o do reforço, são os clássicos de seções de concreto armado (escoamento do aço e/ou esmagamento do concreto). Na figura 2.12 são apresentados os modos de ruína característicos de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela técnica do encamisamento:

- Escoamento da armadura longitudinal de tração do elemento composto (figura 2.12 (a) e (b));
- Esmagamento do concreto (figura 2.12 (c)).

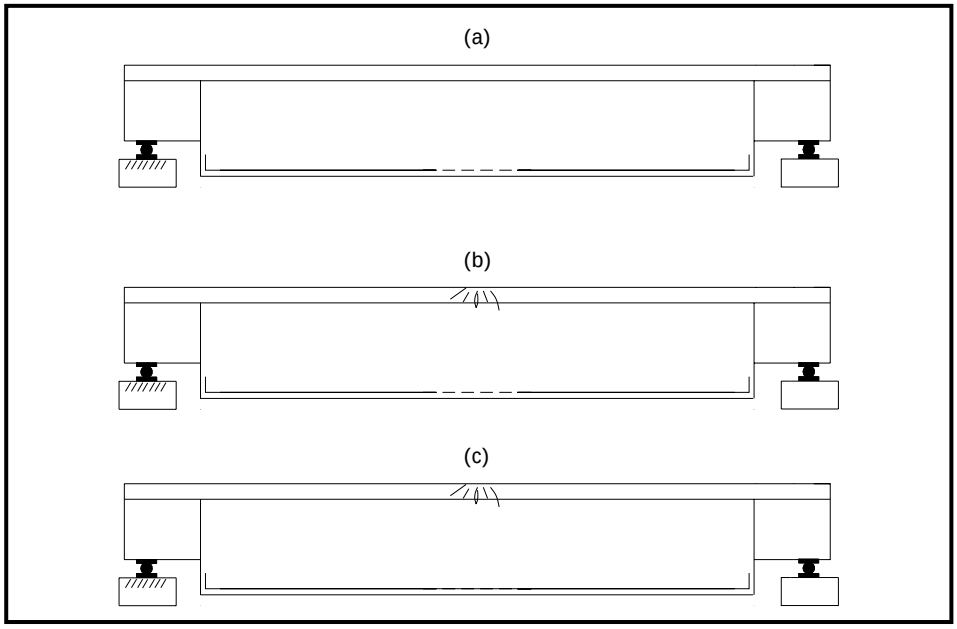


Figura 2.12 – Modos de ruptura à flexão para vigas reforçadas por encamisamento.

2.6 ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO PELA TÉCNICA DO ENCAMISAMENTO.

2.6.1 SOUZA (1990)

Este estudo teve o objetivo de analisar o comportamento à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto armado de seção "T", reforçadas por encamisamento com concreto projetado ou argamassa especial à base de resina acrílica, própria para a execução de reparos em concreto armado. Aqui é abordada apenas a parte do estudo relativa ao reforço de flexão.

Nessa parte, foram ensaiadas seis vigas bi apoiadas, dispostas em quatro séries, conforme tabela 2.6. Nessa mesma tabela e nas figuras 2.13 e 2.14, são mostrados alguns dados de tais vigas. Para que ocorresse a ruína por flexão garantiu–se que a força cortante máxima decorrente do carregamento não ultrapassasse o valor da força cortante resistente das vigas.

Tabela 2.6 – Dados das armaduras das vigas ensaiadas por SOUZA (1990).

Série	**Vigas**	**Armadura de tração da viga original**	**Armadura de tração do reforço**	**Armadura transversal interna**	**Armadura construtiva do reforço**
1	Viga de referência sem reforço – 1 peça	2 ϕ 8 mm	-	18 ϕ 4,5 c.100 mm	-
2	Vigas reforçadas com concreto projetado – 2 peças	2 ϕ 8 mm	2 ϕ 8 mm	18 ϕ 4,5 c.100 mm	6 ϕ 4,5mm
3	Vigas reforçadas com argamassa especial – 2 peças	2 ϕ 8 mm	2 ϕ 8 mm	18 ϕ 4,5 c.100 mm	6 ϕ 4,5mm
4	Viga de referência após reforço - 1 peça	2 ϕ 8 mm	2 ϕ 8 mm	18 ϕ 4,5 c.100 mm	7 ϕ 4,5mm

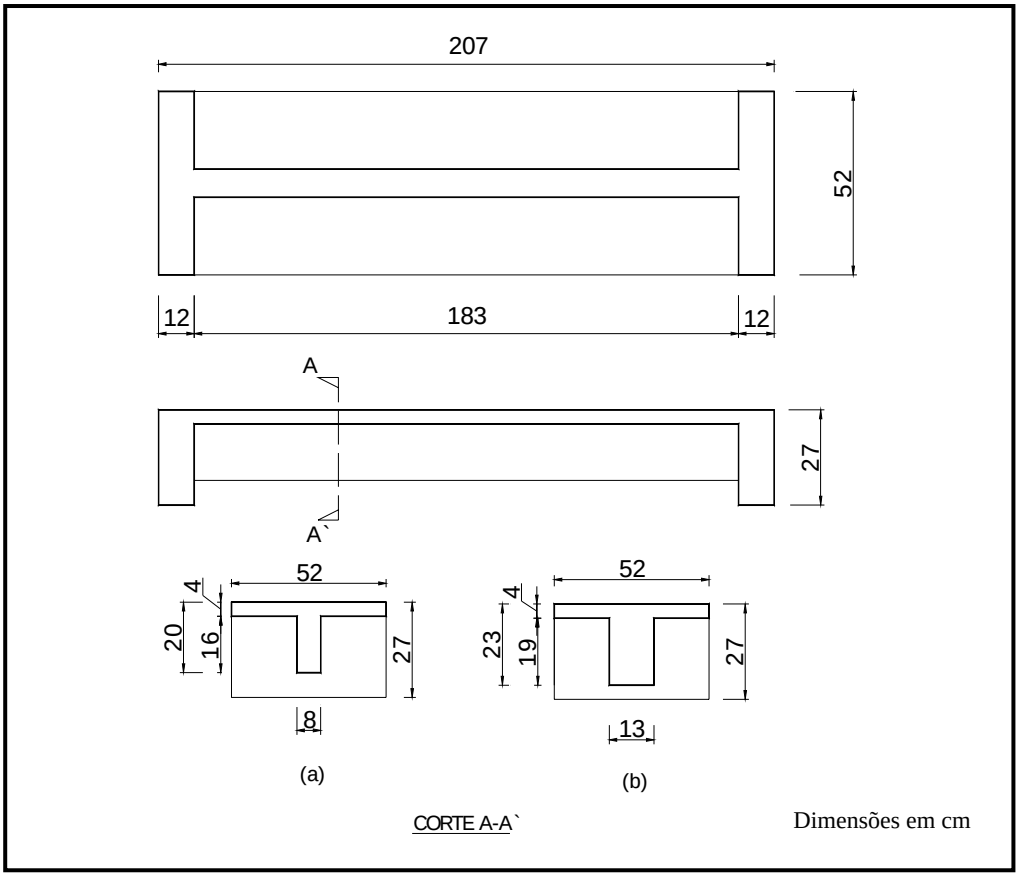


Figura 2.13 – Dimensões das vigas ensaiadas por SOUZA (1990): vigas da série 1 e das séries 2 e 3 sem reforço (a), vigas da série 4 e séries 2 e 3 com reforço (b).

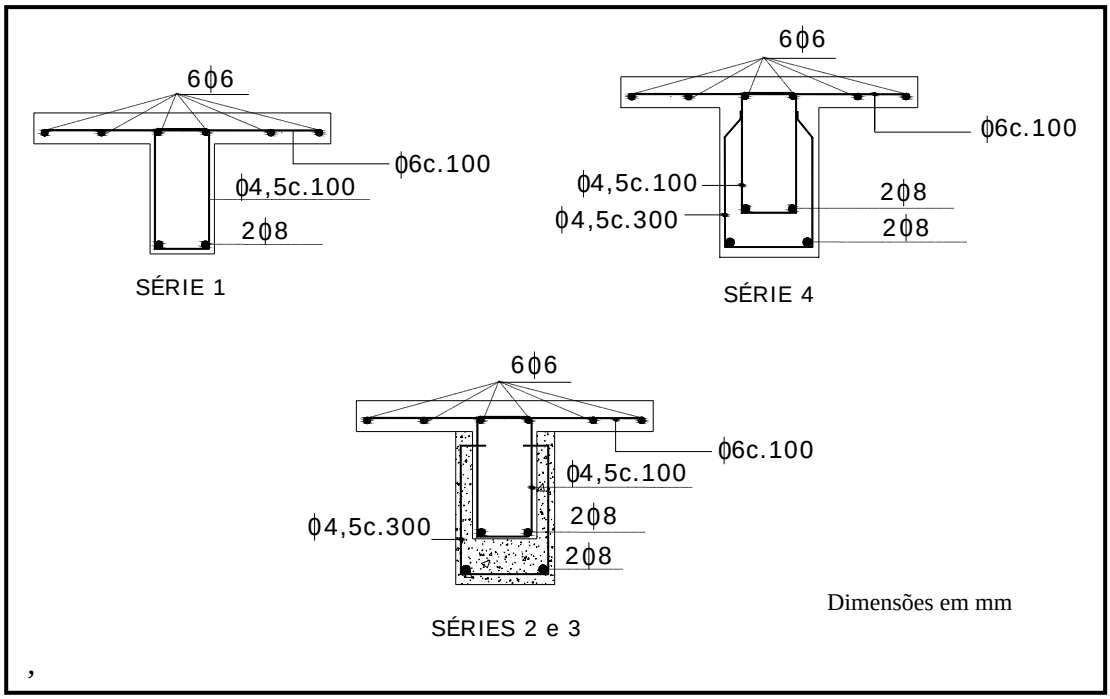


Figura 2.14 – Armaduras das vigas ensaiadas por SOUZA (1990).

Antes da execução do reforço, as vigas foram submetidas a um ensaio inicial. Neste ensaio, ao atingir o nível de carregamento que correspondia, aproximadamente, à carga de utilização, foram aplicados ciclos de carga e descarga. Oito ciclos de carga e descarga foram executados com o objetivo de causar danos nas vigas.

Após esse ensaio inicial, as vigas foram totalmente descarregadas.

Antes da execução do reforço, o concreto superficial das vigas originais foi totalmente removido. No caso do encamisamento com argamassa especial, a superfície da viga que ficou em contato com o reforço foi saturada com água. Já para o encamisamento com concreto projetado, antes do lançamento deste material, foi aplicada na superfície da viga original uma camada de argamassa rica em cimento bem fina, para melhorar a aderência.

Após a execução do reforço, foi aplicado, novamente, um carregamento crescente até ser atingida uma carga próxima à de utilização. Neste nível de carga, as vigas foram, mais uma vez, submetidas a ciclos de carga e descarga, em um número de três a cinco. Concluídos esses ciclos, prosseguiu–se o carregamento até a ruína.

Na figura 2.15 é mostrado o esquema do ensaio dessas vigas.

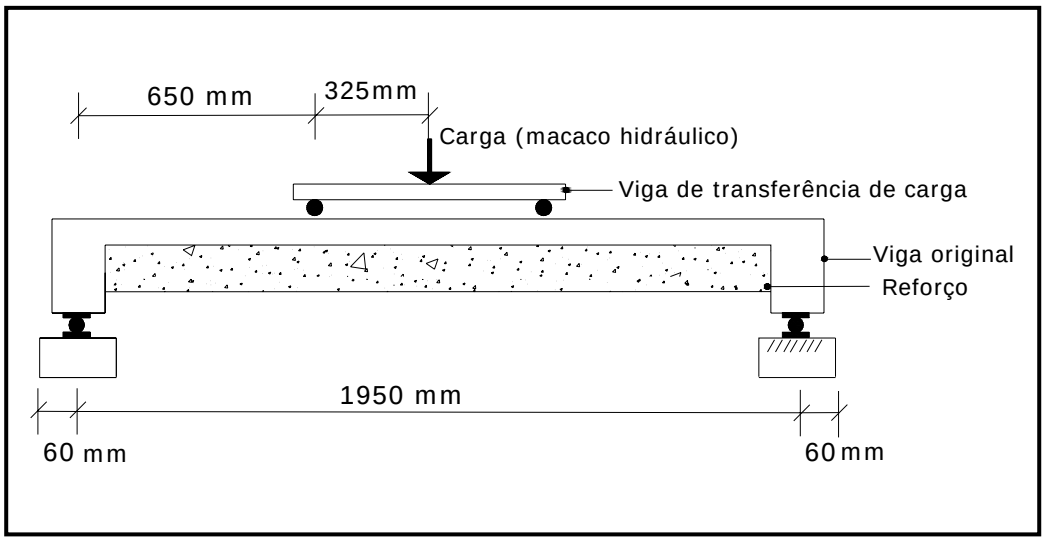


Figura 2.15 - Esquema de carregamento das vigas de SOUZA (1990).

A tabela 2.7 mostra os valores médios da resistência dos materiais utilizados nas vigas e nos reforços.

A argamassa utilizada no reforço da série 3 foi uma argamassa própria para execução de reparos de concreto, do tipo cimentícia modificada por polímeros, com adição de fibras, cinzas volantes e alguns aditivos.

Tabela 2. 7 – Valores médios de resistência à compressão do concreto e do material do reforço, e de tensão de escoamento do aço, usados nas vigas de SOUZA (1990).

Série	**Viga**		**Reforço**		**Barras de aço**	
	f_{cm} (MPa)	**idade (dias)**	**f_{cm} (MPa)**	**idade (dias)**	**ϕ (mm)**	**f_y (MPa)**
1	42	258	*	*	4,5	490
2	42	258	39(**)	32	6	488
3	42	258	60(***)	33	8	500
4	42	266	*	*		

* Viga de referência;

** Valor de f_{cm} do concreto projetado;

*** Valor de f_{cm} da argamassa especial.

As idades acima citadas correspondem às datas dos ensaios de ruptura das vigas em que os materiais foram aplicados.

Foram observadas flechas, deformações no concreto e nas armaduras longitudinais de tração e fissuração (aberturas, espaçamentos e modo de propagação das fissuras) das vigas ensaiadas.

Na análise dos resultados, o autor observou que o momento de fissuração experimental das vigas da série 1 e das séries 2 e 3, antes do reforço, foi praticamente igual ao calculado pelas prescrições do CEB (1978). Os valores experimentais das flechas, aberturas de fissuras e distância entre elas foram bem próximos entre si, e maiores do que os valores calculados.

Os momentos experimentais de fissuração das vigas reforçadas foram menores que o da viga monolítica de referência (viga da série 4), sendo que as vigas encamisadas com argamassa fissuraram antes das reforçadas com concreto projetado. Era esperada uma maior resistência à fissuração das vigas encamisadas

com argamassa, devido à maior resistência à tração do material do reforço. No entanto, segundo o autor, o que pareceu ocorrer nas vigas reforçadas foi que o valor da resistência à tração do material de reparo deixou de ser o fator mais relevante, passando a qualidade da ligação a comandar o processo.

Na comparação dos valores experimentais com os teóricos, para as vigas com reforço, constatou–se que, na viga monolítica da série 4, o momento de fissuração experimental foi ligeiramente maior que o teórico, fato justificado pela escala dos modelos. Já nas vigas das séries 2 e 3, observou–se terem sido bem maiores em relação aos experimentais, os valores calculados do momento de fissuração.

Os valores experimentais de flechas e aberturas médias de fissuras de flexão das vigas reforçadas foram maiores que na da viga de referência da série 4. As distâncias médias entre fissuras das vigas reforçadas foram menores que a da viga de referência.

Apesar da diferença verificada no início da fissuração, os valores de capacidade resistente das vigas reforçadas com concreto projetado foram bem próximos dos das vigas reforçadas com argamassa especial.

Algumas conclusões relevantes do estudo foram:

- Em relação aos estados limites de utilização, as vigas reforçadas apresentaram fissuração prematura, provavelmente devido à não injeção das fissuras com resina epóxi. O início da fissuração das vigas reforçadas parece depender mais da qualidade da ligação entre o material de reparo e o concreto original do que do valor da resistência à tração do primeiro. As vigas reforçadas, em um mesmo nível de carga, apresentaram maiores flechas e maiores aberturas de fissuras, embora menos espaçadas do que as vigas de referência. A injeção prévia das fissuras com resina epóxi, além de conferir um maior monolitismo à viga poderia ter melhorado sensivelmente esse comportamento. O reforço com concreto projetado foi mais efetivo no controle das deformações e da fissuração do que o realizado com argamassa especial. As vigas encamisadas com este último material apresentaram fissuras mais abertas e mais afastadas. Segundo o autor, as vigas reforçadas atenderam às limitações regulamentares de aberturas de fissuras e deformações máximas para combinações freqüentes de ações, em ambiente pouco agressivo.

- A ruptura das vigas reforçadas se deu por flexão. A ligação dos materiais de reparo ao concreto da viga original afetou mais o início da fissuração e o comportamento em serviço, do que a capacidade resistente das vigas reforçadas.

- A qualidade da aderência entre o concreto da viga original e o material de reparo mostrou ser o fator de maior importância na garantia da eficiência do reforço, tanto em serviço quanto na ruptura.

- O reforço por encamisamento mostrou–se eficiente e de fácil execução. As armaduras longitudinais iniciais e as do reforço atuaram como primeira e segunda camada de uma viga monolítica de concreto armado, com as tensões sendo proporcionais aos respectivos braços de alavanca. As vigas reforçadas com concreto projetado mostraram-se mais eficientes na garantia da aderência ao concreto original, durante toda a fase de carregamento até a ruína, apresentando um comportamento mais semelhante ao das vigas monolíticas de referência. A escolha do material de reparo a ser utilizado no encamisamento deve estar mais condicionada pela qualidade da ligação que possa oferecer do que pelo valor de sua resistência à tração. Dependendo do nível de danos, as fissuras das vigas a serem reforçadas devem ser injetadas com resina epóxi, com o intuito de promover o monolitismo e melhorar o comportamento em serviço.

2.6.2 LIEW e CHEONG (1991)

O objetivo deste estudo foi analisar o comportamento à flexão de vigas de concreto armado de seções "T" reforçadas por encamisamento. Foi investigada também a influência da forma de ancoragem da armadura transversal do reforço no comportamento das vigas reforçadas.

A eficiência desse método de reforço e da forma de ancoragem dos estribos externos foi avaliada pela comparação do desempenho das vigas reforçadas com o de 4 vigas monolíticas de referência. Foram observados: padrão de fissuração, aberturas de fissuras, flechas, deformações nas armaduras, carga de fissuração e carga de ruptura.

Foram ensaiadas seis vigas bi apoiadas, divididas em dois grupos. As vigas do mesmo grupo tiveram as mesmas taxas de armaduras transversal e longitudinal.

A Tabela 2.8 e a figura 2.16 mostram os dados dos dois grupos das vigas ensaiadas.

Tabela 2.8 - Dados das vigas ensaiadas por LIEW e CHEONG (1991).

Grupo	**Vigas**	**Armadura de tração da viga original**	**Armadura de tração do reforço**	**Armadura transversal interna**	**Armadura transversal do reforço**
1	A1, B1 e C1	2 ϕ 16mm	2 ϕ 13 mm	2 ϕ 6,0 mm c.240mm	2 ϕ 6,0 mm c.150mm
2	A2, B2 e C2	3 ϕ 16mm	2 ϕ 13mm	2 ϕ 6,0 mm c.240mm	2 ϕ 6,0 mm c.150mm

As vigas da série A e B são as vigas reforçadas, já as vigas da série C são as vigas monolíticas de referência;

Vigas da série A – Armadura transversal do reforço: estribos fechados fixados na alma da viga,
Vigas da série B – Armadura transversal do reforço: estribos abertos fixados na mesa, em forma de U;
Vigas da série C – Armadura transversal: estribos fechados contornando as barras de compressão na mesa.

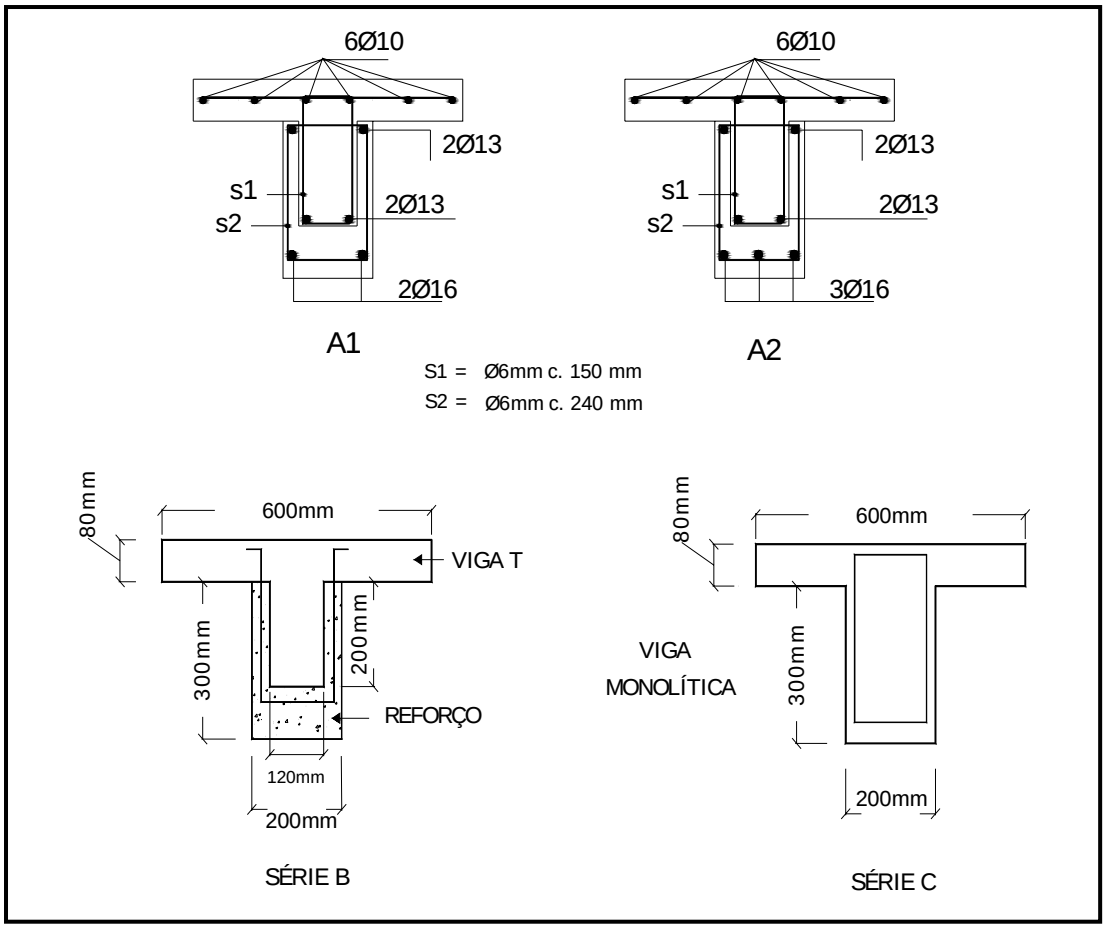


Figura 2.16 – Detalhes das vigas ensaiadas por LIEW e CHEONG (1991).

As vigas originais foram submetidas a cura úmida por sete dias. Após esse período, a superfície do concreto dessas vigas foi apicoada até a exposição do agregado graúdo, e, posteriormente, foi realizada a concretagem do reforço. As vigas foram ensaiadas após no mínimo 14 dias da execução do reforço.

A tabela 2.9 apresenta as propriedades do concreto e do aço usados nas vigas ensaiadas.

As vigas originais não foram pré-fissuradas antes da execução do reforço.

A Figura 2.17 mostra o esquema de carregamento utilizado nos ensaios.

Tabela 2. 9 – Propriedades do concreto e do aço usados nas vigas de LIEW e CHEONG (1991).

Viga	f_{cm} (MPa)		Barras de aço	
	Vigas T	reforço	ϕ (mm)	f_y (MPa)
A1	32,4	31,9	6	352
B1	37,4	37,0	13	440
C1	37,1	*	16	466
A2	34,5	36,1		
B2	32,8	37,7		
C2	29,6	*		
* viga monolítica de referência;				

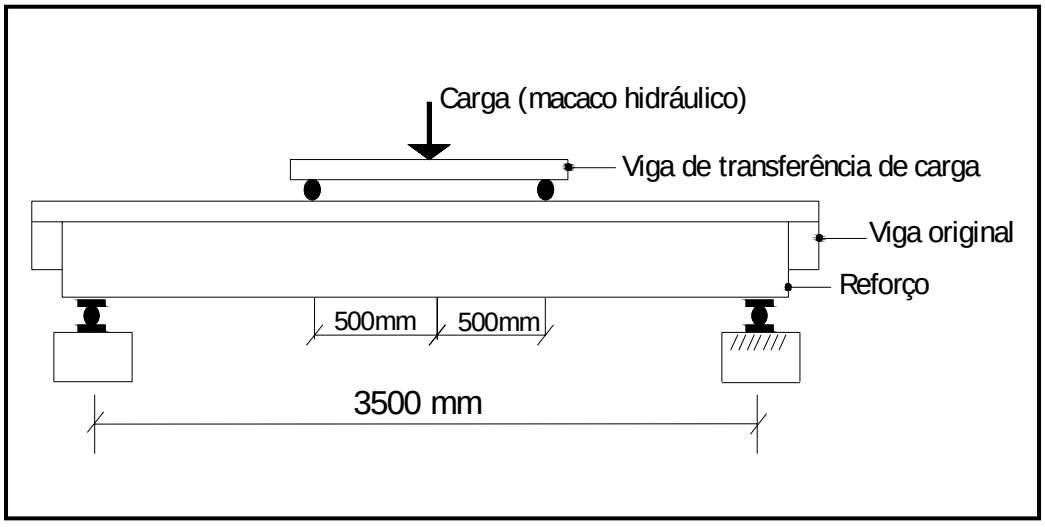


Figura 2.17 - Esquema de carregamento das vigas de LIEW e CHEONG (1991).

Os valores de flecha máxima teórica, calculados segundo o ACI 318-89, para as vigas do grupo 1 foram em média 42% maiores que os observados no experimento; no caso do grupo 2, essa diferença caiu para 16%. Nas vigas de referência, a diferença entre os valores de flechas máximas teórica e experimental foi pequena.

As vigas reforçadas apresentaram carga de fissuração entre 12% e 24% da carga de ruptura experimental. A tabela 2.10 mostra a carga de fissuração, a flecha e a abertura da fissura em serviço das vigas. As cargas de serviço teóricas foram obtidas usando – se as prescrições da norma britânica BS 8110-85, ficando em torno de 70% da carga de ruptura experimental.

Tabela 2.10 – Carga de fissuração, flecha e abertura das fissuras em serviço das vigas de LIEW e CHEONG (1991).

Viga	Carga de fissuração (kN)	Flecha no meio do vão (mm)	Abertura de fissura (mm)
A1	28,6	8,4	0,22
B1	20,0	8,5	0,20
C1	22,3	8,2	0,25
A2	40,0	8,7	0,21
B2	20,0	8,0	0,18
C2	40,0	8,7	0,30

Nas vigas reforçadas, as fissuras apresentaram aberturas menores. As flechas no meio do vão entre as vigas de um mesmo grupo não apresentaram diferenças significativas.

A tabela 2.11 apresenta os valores de carga de ruptura teórica e experimental das vigas.

Tabela 2.11 - Cargas de ruptura das vigas de LIEW e CHEONG (1991).

Viga	Carga de ruptura teórica - $P_{u,t}$ (kN)	Carga de ruptura experimetal - $P_{u,e}$ (kN)	$P_{u,e}/P_{u,t}$
A1	129,0	138,0	1,07
B1	129,0	127,0	0,98
C1	129,0	145,0	1,12
A2	173,0	167,0	0,97
B2	173,0	170,0	0,98
C2	173,0	175,0	1,01

Os autores concluíram que:

- A resistência à flexão de vigas reforçadas por encamisamento pode ser prevista com segurança pela análise de seções de concreto fissuradas, assumindo – se a condição de aderência perfeita entre a viga original e o reforço;
- A diferença entre as resistências à flexão das vigas reforçadas e as das vigas monolíticas de seção transversal idêntica ficou apenas entre 3% e 12%.
- Em serviço, as vigas encamisadas apresentaram mais fissuras que as vigas de referência, porém menos abertas. Em termos de flechas, ambas comportaram - se de forma similar;
- Todas as vigas se comportaram de maneira dúctil;
- As vigas encamisadas apresentaram menor rígidez que as vigas de referência iguais.
- Os dois métodos de ancoragem de armadura transversal adotados para o reforço mostraram-se eficientes;

2.6.3 CHEONG e MACALEVEY (2000)

Neste trabalho objetivou-se verificar a influência do tipo de apicoamento, da forma de ancoragem e da quantidade de estribos no desempenho de vigas T reforçadas por encamisamento.

Foram ensaiadas 12 vigas submetidas a carregamento monoticamente crescente e 3 vigas sob carregamento cíclico. Os esquemas de carregamento das vigas ensaiadas são mostrados nas figuras 2.18 e 2.19.

Dentre as vigas simplesmente apoiadas, dez foram submetidas a ensaios com carregamento crescente e duas a testes cíclicos (vigas 6-1 e 6-2). As vigas contínuas foram apenas submetidas a ensaios com carregamento crescente.

Todas as vigas foram projetadas para romperem à flexão.

A tabela 2.12 e a figura 2.20 mostram as armaduras utilizadas nas vigas.

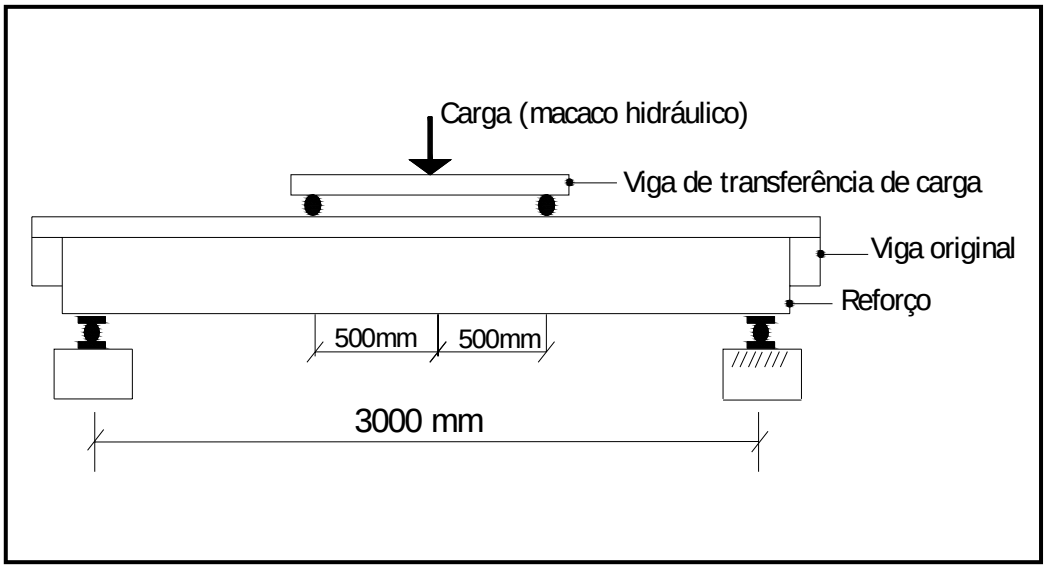


Figura 2.18 - Esquema de carregamento das vigas simplesmente apoiadas de CHEONG e MACALEVEY (2000).

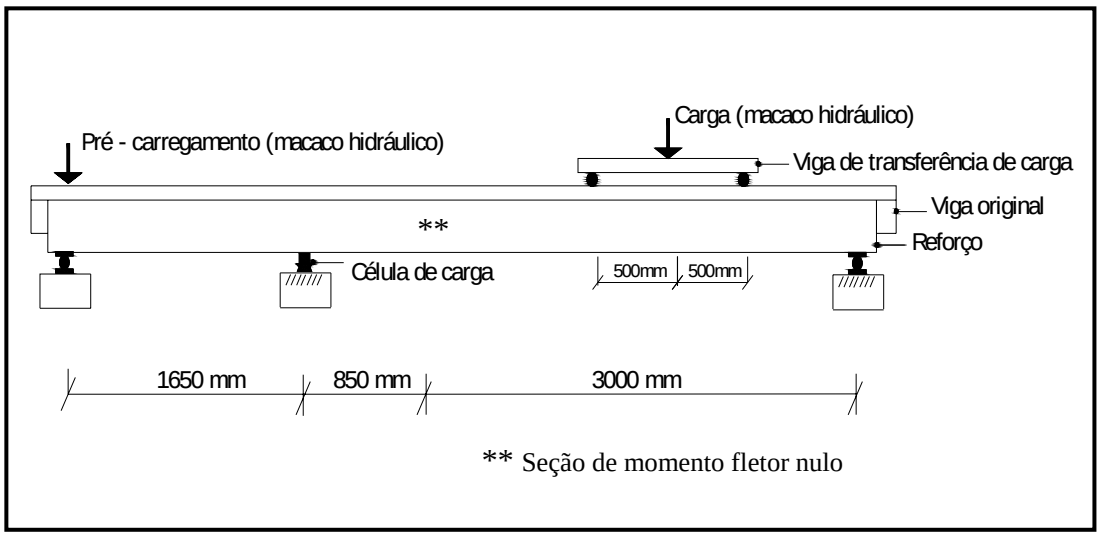


Figura 2.19 - Esquema de carregamento das vigas contínuas de CHEONG e MACALEVEY (2000).

Tabela 2.12 – Armaduras de aço usadas nas vigas (CHEONG e MACALEVEY, 2000).

Viga	**Armaduras**							
	A1	**A2**	**A3**	**A4**	**A5**	**A6**	**A7**	**A8**
2-1 a 2-6 e 2-10	2ϕ16 mm	2ϕ25 mm	ϕ6mm c.115mm	ϕ6mm c.115mm	2ϕ6 mm	ϕ8mm c.250mm	*	*
2-9	2ϕ16 mm	2ϕ25 mm	ϕ6mm c.115mm	ϕ6mm c.75mm	2ϕ6 mm	ϕ8mm c.250mm	*	*
2-8	2ϕ16 mm	2ϕ25 mm	ϕ6mm c.115mm	4ϕ6.0mm (fig. 2.20)	2ϕ6 mm	ϕ8mm c.250mm	*	*
4-1	2ϕ10 mm	2ϕ16 mm	ϕ6mm c.115mm	*	2ϕ6 mm	ϕ8mm c.250mm	*	*
6-1 e 6-2	2ϕ10 mm	22ϕ25 mm	ϕ6mm c.115mm	ϕ6mm c.115mm	2ϕ10 mm	ϕ8mm c.250mm	4ϕ6mm (fig.2.20)	2ϕ25mm

* ver figura 2.20(a).

Barras de aço						
ϕ (mm)	25	16	13	10	8	6
f_y (MPa)	567	583	563	321	407	290

Segundo o autor, as vigas contínuas foram ensaiadas para confirmar que as simplesmente apoiadas podem representar um trecho do vão das primeiras entre duas seções de momento fletor nulo. Essas vigas também foram utilizadas para investigar o efeito do emprego de placas estreitas no apoio de vigas reforçadas por encamisamento.

O preparo da superfície das vigas ocorreu de duas maneiras: apicoamento completo (remoção completa do cobrimento ao longo da interface, com agregados expostos até no máximo 6 mm) e apicoamento parcial (com cerca de 70% da superfície de concreto da interface permanecendo intacta e retirada do cobrimento em torno de 6 mm).

As vigas originais não foram pré-fissuradas antes de receberem o reforço. Os ensaios das vigas reforçadas ocorreram 28 dias após a execução do reforço.

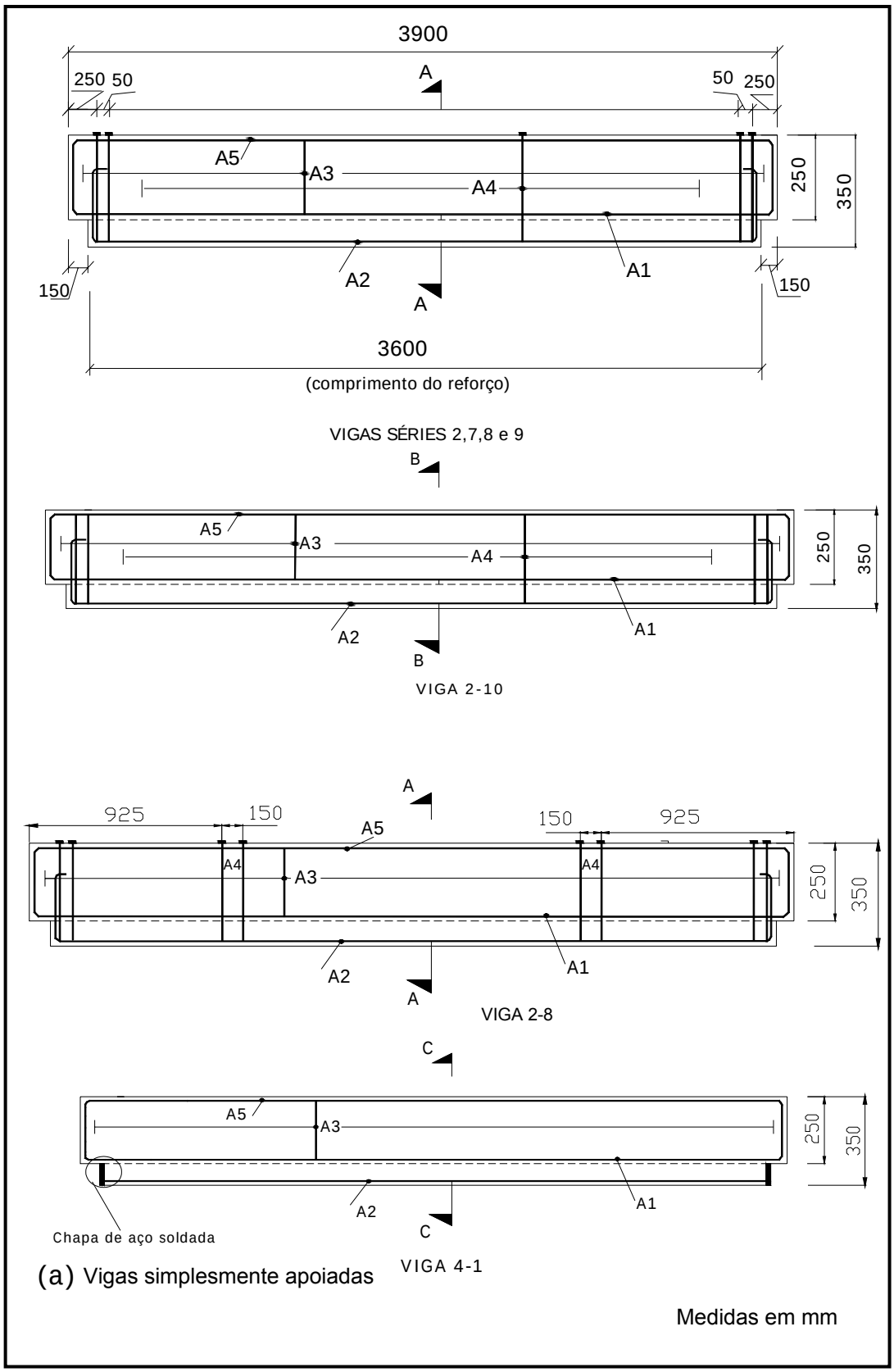
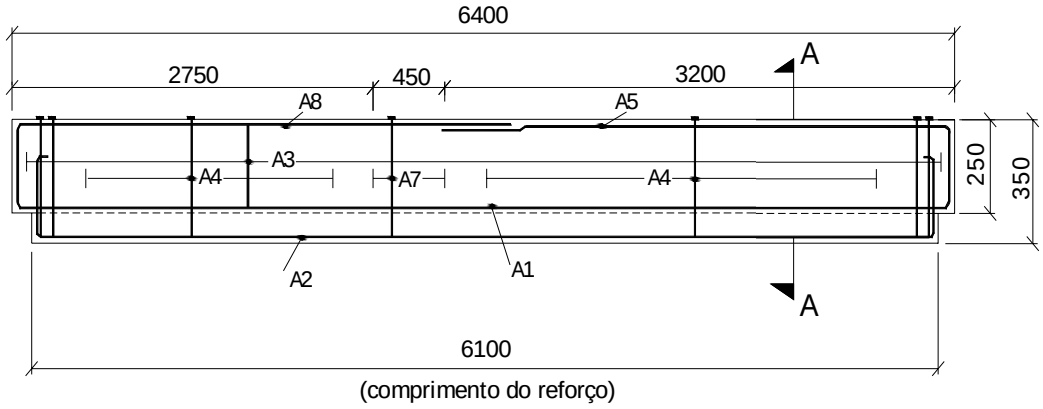
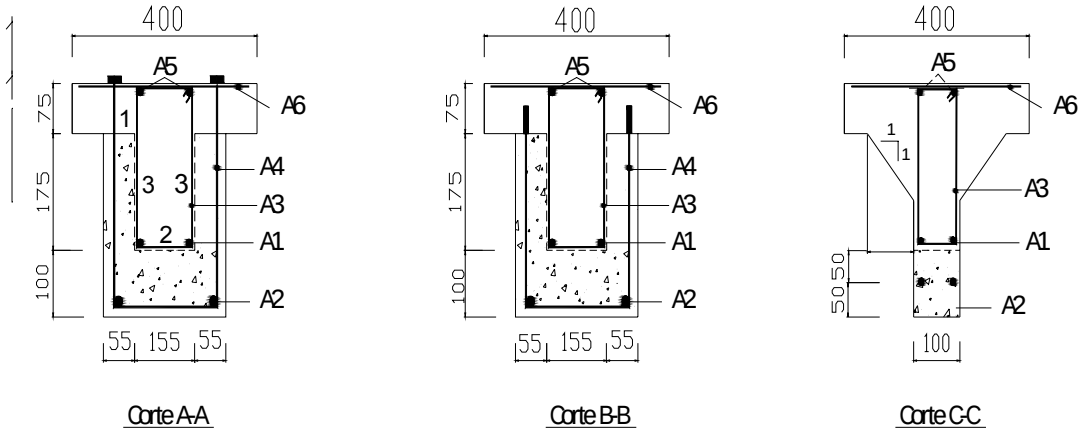


Figura 2.20 – Armaduras das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000) (continua).



(b) vigas contínuas (série 6)



(c) seção transversal das vigas

Medidas em mm.

(1), (2) e (3) - interfaces viga-reforço.

Figura 2.20 - Armadura das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000) (continuação).

Na tabela 2.13 são apresentados os dados obtidos dos ensaios estáticos.

Tabela 2.13 – Dados das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000) submetidas a ensaios estáticos.

Viga	Tipo	Tipo de apicoamento	f_{cm} (MPa)		P_u (kN)	Modo de ruptura
			reforço	viga		
2-1	Monolítica	**	**	45	404	Flexão
2-2	Reforçada	PA	55	45	393	Flexão
2-3	Reforçada	CA	55	45	433	Flexão
2-4	Reforçada	CA (3)*	70	30	430	Flexão
2-5	Reforçada	CA (1)*	70	50	422	Flexão
2-6	Reforçada	CA (2)*	70	30	410	Cisalhamento
2-8	Reforçada	PA	55	50	351	Ruína frágil pela perda de aderência na ancoragem dos estribos do reforço
2-9	Reforçada	PA	55	50	418	Flexão
2-10	Reforçada	PA	55	50	376	Ruína frágil pela perda de aderência na ancoragem dos estribos do reforço
4-1	Reforçada	PA	60	50	135	Ruptura na interface
6-1	Monolítica	**	**	30	309	Esmagamento do concreto acima do apoio
6-2	Reforçada	PA	60	30	374	Esmagamento do concreto acima do apoio

PA – Parcialmente Apicoada;
CA – Completamente Apicoada;
(n)* indica qual a superfície pintada com material antiaderente (ver figura 2.20(c));
** vigas não reforçadas de referência (ver figura 2.20 (a) e (b)).

Segundo os autores, os resultados das vigas com pintura na superfície de ligação viga-reforço com material antiaderente (vigas 2-4 a 2-6) mostram que a interface horizontal 2 é a responsável pela transferência da maior parte da carga.

No entanto, houve pequena diferença entre os valores da carga de ruptura das vigas 2-4, 2-5 e 2-6.

Os ensaios com carga cíclica foram realizados em 2 grupos de vigas simplesmente apoiadas, cujos resultados estão na tabela 2.14. Inicialmente, as vigas foram carregadas estaticamente até 240kN (correspondia aproximadamente

à carga de serviço). Daí em diante, passou-se a variar o carregamento entre 80kN (cerca de 20% da carga de ruptura estática) e 240 kN. As vigas da série 8, após serem submetidas a 100000 ciclos de carregamento, numa freqüência de 0,6 Hz, tiveram a carga aumentada até ocorrer a ruptura. Já na série 9, as vigas receberam carregamento cíclico até a ruptura.

Tabela 2.14 – Dados das vigas de CHEONG e MACALEVEY (2000) submetidas a ensaios dinâmicos.

Viga	**Tipo**	**Preparo da interface**	**f_{cm} (MPa)**		**P_u (kN)**	**ciclos**	**Modo de ruptura**
			reforço	**viga**			
8-1	**Monolítica**	*	*	50	411		Cisalhamento
8-2	**Reforçada**	PA	55	45	407		Flexão
8-3	**Reforçada**	CA	55	45	393		Flexão
9-1	**Monolítica**	*	*	50		608738 ciclos	Fadiga – por ruptura do aço tracionado.
9-2	**Reforçada**	CA	60	30		436139 ciclos	Fadiga – por ruptura do aço tracionado

PA – Parcialmente Apicoada;
CA – Completamente Apicoada;
* viga não reforçada de referência (ver figura 2.20(a)).

Nos ensaios das vigas do grupo 9, os ciclos de carregamento não causaram ruptura na interface entre viga e reforço.

As principais conclusões do estudo foram as seguintes:

- Foram registradas tensões de escoamento nos estribos do reforço, próximo à face inferior da mesa, indicando ser necessária uma ancoragem adequada dessa armadura;
- O carregamento dinâmico moderado de uma viga reforçada por encamisamento, conforme o desse trabalho, parece não reduzir de forma significativa a capacidade de carga da viga;
- A largura dos apoios deve ser próxima à largura da viga reforçada, para não resultar em ruína frágil (observe-se que não foram informadas pelo autor as dimensões do apoio).

Pode–se constatar nas figuras 2.18 e 2.19 que o reforço das vigas foi feito também na região dos apoios, o que corresponde a uma situação muito atípica na prática.

2.6.4 PIANCASTELI e CALIXTO (2002)

Este programa experimental objetivou investigar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pelo acréscimo de concreto e aço na zona tracionada e solicitadas nas idades iniciais.

As vigas reforçadas foram solicitadas poucos dias depois da intervenção. Foi avaliada também a influência do estado de solicitação da peça no instante do reforço.

Quatro séries de vigas foram ensaiadas, duas vigas em cada série, sendo, portanto, um total de oito vigas. As séries 1 e 4 foram formadas pelas vigas de referência. Já as séries 2 e 3 eram constituídas pelas vigas reforçadas. A principal diferença entre as vigas das séries 2 e 3 foi a carga atuante no instante do reforço.

Na figura 2.21 são mostradas as armaduras das vigas da série 1 e das séries 2 e 3, antes de serem reforçadas.

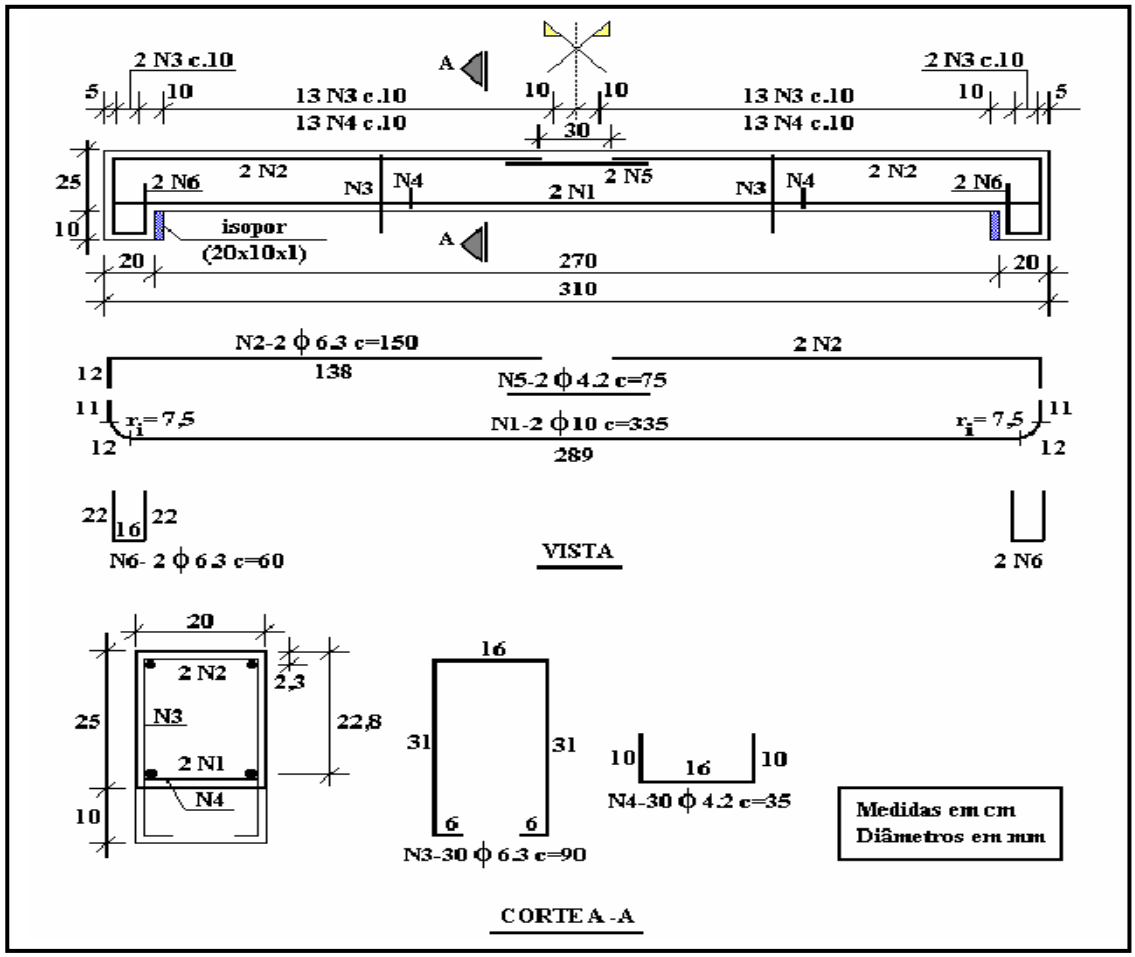


Figura 2.21 - Detalhamento das vigas originais (PIANCASTELI e CALIXTO, 2002).

A armadura transversal das vigas originais foi projetada de forma a garantir a ruptura à flexão após a execução do reforço.

A figura 2.22 apresenta os detalhes das vigas séries 2 e 3 com reforço e o das vigas de referência da série 4.

As vigas da série 4 apresentaram as mesmas dimensões e armaduras das vigas da série 2 e 3 depois de reforçadas.

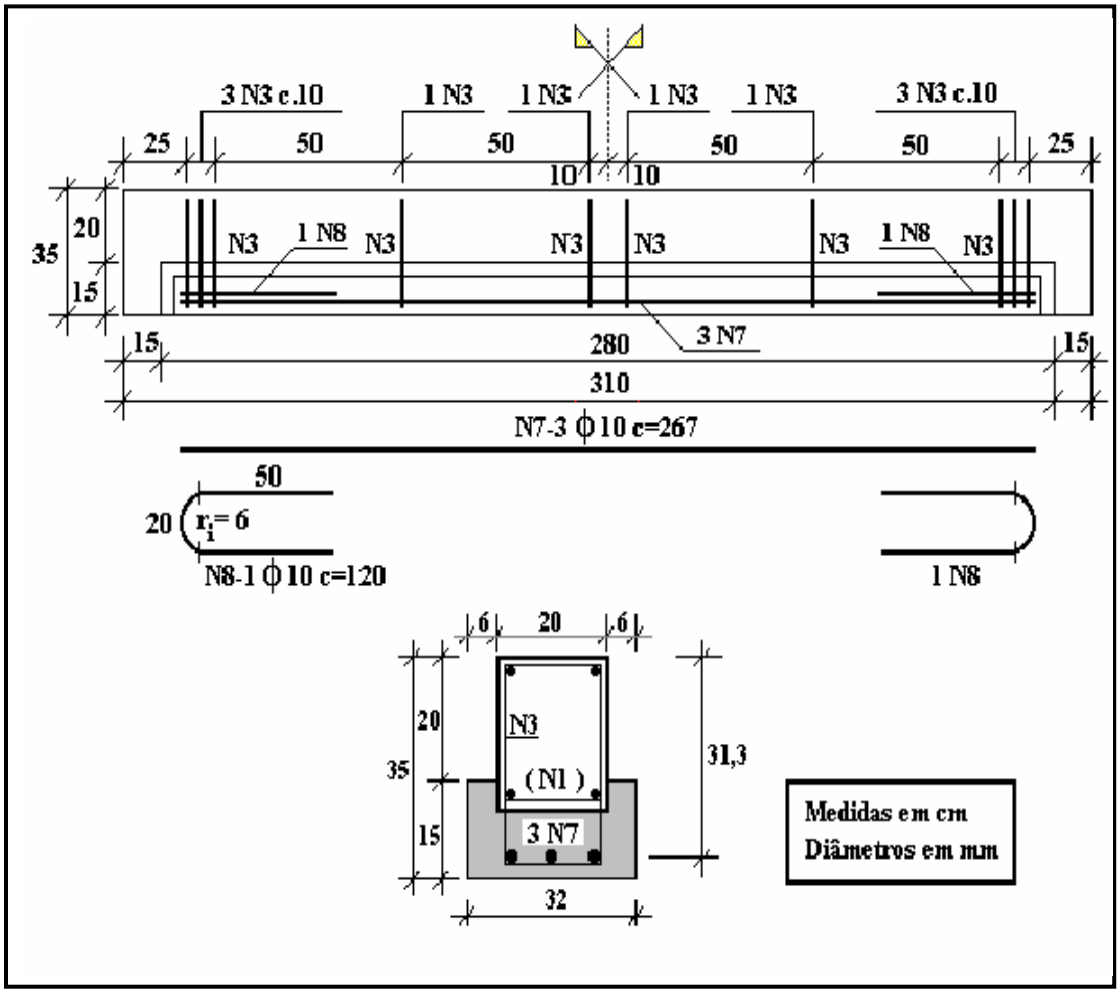


Figura 2.22 – Detalhamento das Vigas reforçadas e das vigas monolíticas de referência da série 4 (PIANCASTTELI e CALIXTO, 2002).

Os dados das vigas ensaiadas são apresentados na tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Dados das vigas ensaiadas por PIANCASTELI e CALIXTO (2002).

Série de vigas	Tipos de vigas	Carga no instante do reforço	Concreto				Aço	
			Viga		Reforço		f_y (MPa)	
			f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	Viga	Reforço
1	Vigas originais de referência	-	40,4	2,8	-	-	613,1	-
2	Vigas reforçadas sob o peso próprio	Peso próprio + peso do reforço	40,4	2,8	47,8	3,8		574,5
3	Vigas reforçadas sob carga	Peso próprio + peso do reforço+ 45% da carga de ruptura experimental das vigas da série 1	40,4	2,8	47,8	3,8		
4	Vigas monolíticas de referência	-	40,4	2,8	-	-		

As vigas da série 4 foram concretadas em uma só etapa, ou seja, o mesmo concreto foi usado em toda seção transversal.

Na data dos ensaios, o concreto das vigas originais tinha idade mínima de 10 meses. Na tabela 2.15, o valor da resistência do concreto do reforço foi o obtido na idade de 4 dias, quando as vigas foram ensaiadas.

As formas utilizadas na concretagem do reforço foram apoiadas na própria viga a ser reforçada. A superfície inferior das vigas que foram reforçadas foi apicoada até a retirada da nata superficial. No instante do reforço, as superfícies dessas vigas encontravam-se totalmente secas.

As vigas de referência (séries 1 e 4) foram levadas à ruptura em uma só etapa de carregamento. As vigas das séries 2 e 3 foram ensaiadas em duas etapas.

A primeira etapa consistiu em submeter a viga original a uma carga correspondente a 67 % do valor médio da carga de ruptura experimental das vigas de referência da série 1 ou 97% da carga de ruptura segundo a NBR-6118 (1980) para essas mesmas vigas monolíticas. Na segunda etapa, que ocorreu quatro dias após a execução do reforço, as vigas reforçadas foram levadas à ruína.

O esquema de carregamento montado para o ensaio das vigas é mostrado na figura 2.23. Durante o ensaio, foram medidas as flechas no meio e a um quarto do vão da viga; além de deformações no concreto e nas armaduras interna e do reforço, na seção do meio do vão.

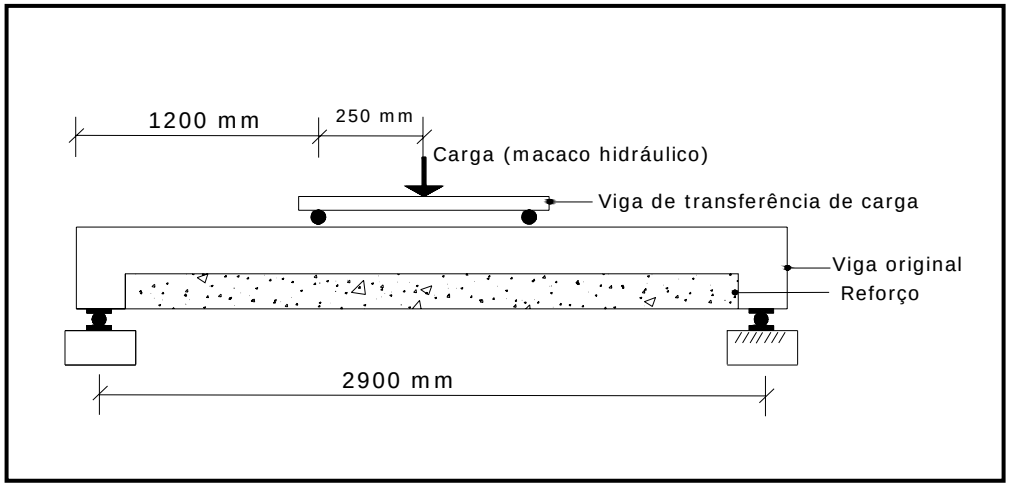


Figura 2.23 - Esquema de carregamento das vigas de PIANCASTELI e CALIXTO (2002).

Os resultados teóricos de carga última que constam na tabela 2.16 foram obtidos com as premissas básicas do cálculo de seções de concreto armado, e considerando - se que os materiais apresentavam as resistências médias determinadas nos ensaios de caracterização. Os valores apresentados como resultados da NBR-6118 foram os calculados adotando–se as resistências médias do concreto e do aço divididas por 1,4 e 1,15, respectivamente.

Denominou-se ganho obtido com o reforço a razão entre o valor de carga de ruptura da viga reforçada e o valor dessa carga da viga original de referência (vigas da série 1).

Para o cálculo do ganho em serviço consideraram-se, nas vigas da série 2, as cargas correspondentes à flecha de 9,7mm (vão/300). No caso da série 3, as cargas se referem à flecha de 14,7mm (vão/200), pois no instante do reforço as vigas dessa série apresentaram uma flecha, em média, igual a 11,2 mm (vão/259).

Tabela 2.16 - Resultados dos ensaios de PIANCASTELI e CALIXTO (2002).

Série	$P_{lim,flecha}$ (kN)		P_u (kN)			Ganho médio **		Eficiência média *** (%)
	vão/300	vão/200	(1)	(2)	(3)	serviço	ruptura	
1	24,8	31,9	*	*	43,0			
2	62,3	-	71,6	108,4	100,2	2,51	2,33	92,5
3	-	70,9	71,6	108,4	109,2	2,22	2,54	101
4	-	-	*	*	108,3			

(1) NBR – 6118

(2) Teórico

(3) Experimental

* Não foram apresentados pelo autor os valores correspondentes à P_u da NBR-6118 e Teórico das vigas das séries 1 e 4.

** O ganho das vigas reforçadas foi obtido em relação às vigas da série 1;

*** A eficiência das vigas reforçadas foi obtida em relação às vigas da série 4;

Nota–se que os ganhos em serviço e na ruptura foram da mesma ordem de grandeza e bastante significativos.

A carga média de ruptura das vigas da série 2 (100,2 kN) foi 7,5% menor do que a da série 4 (108,3 kN). A carga média de ruptura das vigas da série 3 (109,2 kN) foi praticamente igual à das vigas da série 4 (108,3 kN).

Os autores justificaram que o procedimento de executar o reforço sob carga foi utilizado por essa ser a condição que geralmente ocorre na obra.

É possível solicitar, nas idades iniciais, vigas reforçadas à flexão, desde que o concreto do reforço apresente, na data de sua solicitação, características físicas compatíveis com as do concreto da peça a ser reforçada e com os níveis de solicitação a que será submetido.

Apesar das diferentes condições de solicitação inicial, as vigas correspondentes às séries 3 e 4 apresentaram o mesmo comportamento.

O método de reforço utilizado mostrou-se eficiente. Houve um aumento significativo na capacidade portante das vigas reforçadas em relação às vigas sem reforço. O desempenho das vigas reforçadas foi, tanto em serviço quanto na ruptura, em média 2,4 vezes o das vigas originais (vigas da série 1).

2.6.5 ALTUN (2004)

Nove vigas de concreto armado, divididas em três grupos, foram reforçadas por encamisamento, adicionando-se uma camada de 10 cm de espessura, em todas as suas faces. Além dessas, foram ensaiadas outras nove com dimensões iguais às das vigas originais, que foram tomadas por referência.

As vigas originais (sem reforço) tinham seção transversal retangular de dimensões: 150 mm x 150 mm, 150 mm x 200 mm e 200 mm x 200 mm. Após o reforço, essas dimensões passaram a ser, respectivamente: 350 mm x 350 mm, 350 mm x 400 mm e 400 mm x 400 mm.

Na tabela 2.17, encontram–se as armaduras transversais e longitudinais usadas nas vigas de referência e no reforço. A taxa de armadura longitudinal de tração, tanto das vigas de referência como das vigas reforçadas, foram definidas para permitir um comportamento dúctil (vigas de seção subarmada). Na determinação da taxa de armadura longitudinal de tração do elemento reforçado foram desconsideradas as barras da armadura longitudinal da viga original, pois devido ao posicionamento dessas barras na seção transversal, a sua contribuição no momento resistente seria pequena.

Tabela 2.17 – Dados das vigas ensaiadas por ALTUN (2004).

Vigas		**Dimensões da seção (mm)**	**f_{cm} (MPa)**	**f_y (MPa)**	**Armadura longitudinal de tração**	**Armadura transversal**
Vigas de referência	1a 3	150 x 150	23,5	435,0	2ϕ8mm	ϕ8mmc.100mm
	4 a 6	150 x 200	23,5	435,0	3ϕ8mm	ϕ8mmc.100mm
	7a 9	200 x 200	23,5	435,0	3ϕ8mm	ϕ8mmc.100mm
Vigas reforçadas	10 a 12	350 x 350	23,5	435,0	2ϕ8mm + 4ϕ20mm	ϕ8mmc.100mm
	13 a 15	350 x 400	23,5	435,0	3ϕ8mm + 5ϕ20mm	ϕ8mmc.100mm
	16 a 18	400 x 400	23,5	435,0	2ϕ8mm + 5ϕ20mm	ϕ8mmc.100mm

As vigas de referência foram ensaiadas, em um ciclo de carga até a ruptura, na idade de 28 dias.

As vigas foram reforçadas sem estarem sob carregamento. Porém, antes de serem reforçadas, foram fissuradas, sendo carregadas até ocorrer o escoamento da armadura longitudinal de tração. Posteriormente, foram apicoadas, retirando-se o concreto superficial até uma profundidade de aproximadamente 20 mm.

Antes da concretagem, foi feita uma ligação, através da soldagem de barras em "Z" (ϕ8.0 a c. 400 mm) entre a armadura do reforço e a da viga original (ver figura 2.24). Segundo o autor, essa união tinha por finalidade posicionar de maneira uniforme a viga inicial dentro da armadura do reforço, funcionando como espaçador.

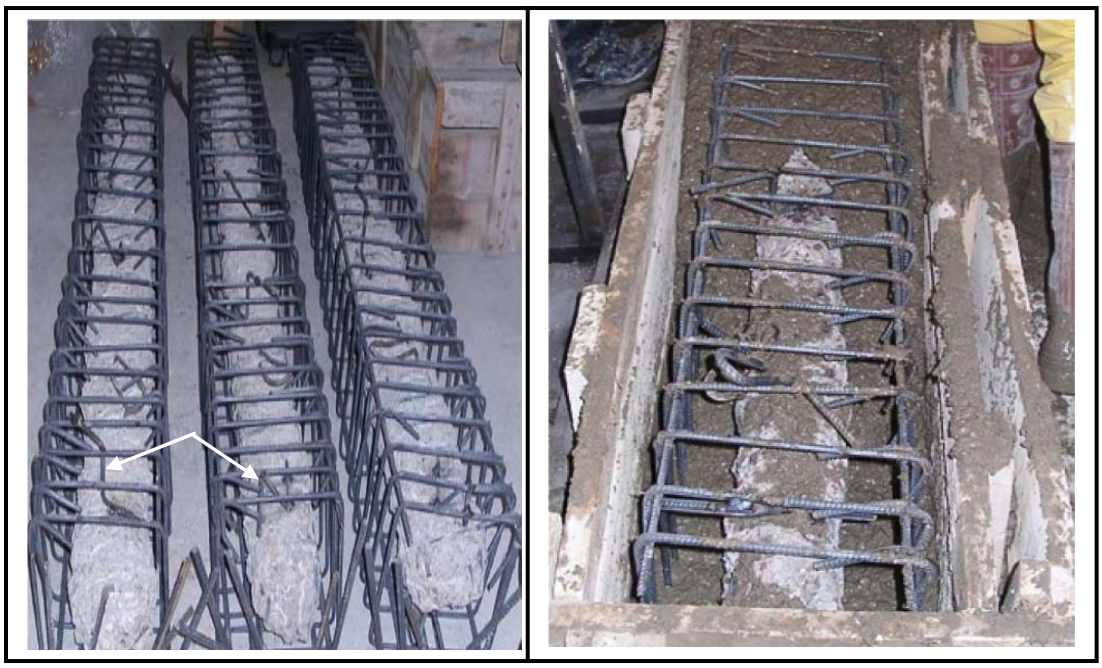


Figura 2.24 – Barras de ligação em Z e concretagem do reforço (ALTUN, 2004).

Decorridos 28 dias da execução do reforço, as vigas foram carregadas em um único ciclo, até a ruptura. A Figura 2.25 mostra o esquema de carregamento utilizado no ensaio de todas as vigas. Durante os ensaios foram medidas flechas, deformações no concreto e na armadura longitudinal de tração, no meio do vão.

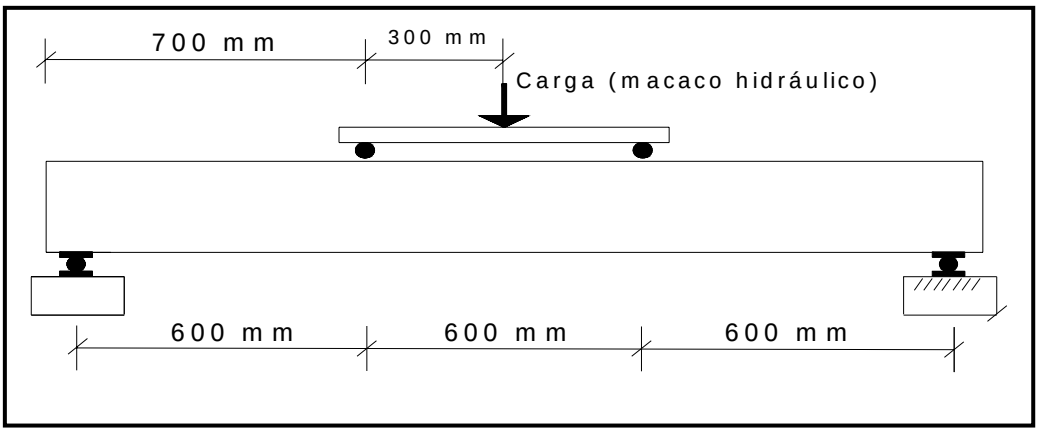


Figura 2.25 – Esquema de carregamento utilizado nos ensaios de ALTUN (2004).

No cálculo da carga de ruptura teórica, foram levadas em consideração as barras longitudinais da viga original, ilustradas na figura 2.26.

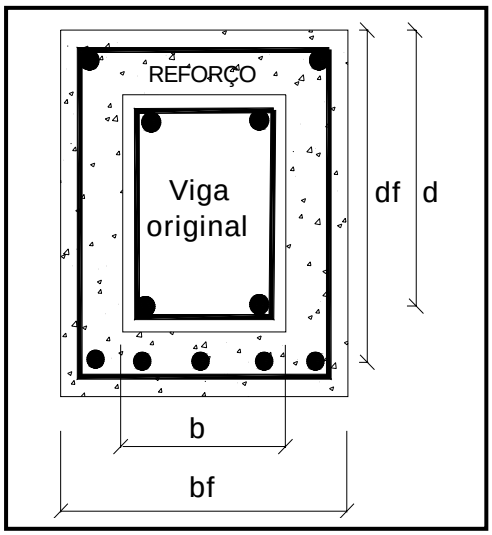


Figura 2.26 – Seção típica das vigas reforçadas por encamisamento (adaptado de Altun, 2004).

A tabela 2.18 mostra as cargas de ruptura teórica e experimental e os valores do índice $\delta u/\delta y$ para as vigas de referência e reforçadas, onde δu e δy são as flechas no meio do vão correspondentes às cargas última e de escoamento da armadura longitudinal de tração, respectivamente. Os valores teóricos de carga de ruptura foram obtidos a partir das prescrições das normas BS-8110-1985 e TS-500-2000, e

adotando–se as resistências médias do concreto e do aço divididas pelos seus respectivos coeficientes de segurança.

Todas as vigas apresentaram comportamento dúctil. As vigas reforçadas apresentaram consideráveis ganhos de resistência em relação às vigas de referência correspondentes.

Alguns aspectos desse trabalho não representam situações reais de reforço: o encamisamento de toda a seção e a não consideração das barras longitudinais da viga original na composição da taxa de armadura de flexão do elemento reforçado.

Tabela 2.18 – Cargas de ruptura e índice $\delta u / \delta y$ das vigas de Altun (2004).

Viga	$P_{u,t}$ (kN)	$P_{u,e}$ (kN)	$(P_{u,e}/P_{u,t})$	$(\delta u / \delta y)$
1	13,50	19,85	1,47	2,08
2		23,25	1,72	1,71
3		23,00	1,70	1,60
4	13,88	31,50	1,58	1,41
5		28,05	1,41	1,48
6		28,45	1,43	1,81
7	28,00	39,95	1,42	1,50
8		40,25	1,43	1,67
9		40,80	1,45	1,63
10	171,00	262,00	1,53	2,11
11		247,00	1,44	2,16
12		246,00	1,44	2,01
13	213,00	283,00	1,33	2,47
14		296,00	1,39	2,84
15		295,00	1,38	2,59
16	254, 00	337,00	1,33	1,86
17		343,00	1,35	1,97
18		339,00	1,33	1,97

2.7 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As técnicas abordadas mostraram-se eficientes para o reforço à flexão de vigas de concreto armado; a opção por uma delas deve ser fundamentada, principalmente, na relação custo/benefício, considerando-se ainda o tempo e dificuldade de execução do reforço.

Como o modo de ruptura do elemento reforçado está relacionado ao dimensionamento, detalhamento e execução do reforço, o aumento da capacidade resistente, a rigidez e/ou ductilidade da viga reforçada depende desses fatores.

Para o reforço com compósitos de fibra de carbono, parece ainda ser necessário o investimento em pesquisas que investiguem mais o comportamento da ligação compósito-resina-concreto e mecanismos de amarração que evitem a ruptura frágil, propiciando um maior aproveitamento do reforço. Isso provavelmente resultará em um maior uso da técnica e na redução do seu custo.

O reforço com chapas de aço coladas também apresenta como fator negativo problemas relativos à ligação das chapas ao concreto e à baixa resistência ao fogo, além da possível corrosão.

A protensão externa é considerada uma técnica mais sofisticada e de custo elevado.

O reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento é uma técnica eficiente e econômica, que utiliza materiais e equipamentos tradicionais da construção civil. A alteração nas dimensões dos elementos reforçados é a maior desvantagem desse método.

Observou–se nos trabalhos de PIANCATELLI e CALIXTO (2002) e PIRES (2003) ser possível solicitar, nas primeiras idades, vigas reforçadas à flexão, desde que o concreto do reforço apresente, na data de sua solicitação, características físicas compatíveis com as do concreto da peça a ser reforçada e com os níveis de solicitação a que será submetido.

A maioria dos estudos abordados sobre a avaliação da aderência entre os concretos da viga e do reparo, realizados utilizando-se o ensaio de cisalhamento inclinado, constatou que a superfície seca do concreto antigo melhora a aderência na interface.

Sobre esse teste, observou-se ainda existir muitas controvérsias na literatura (normas e artigos publicados) acerca dos procedimentos adotados para sua realização, podendo provocar, em alguns casos, variações consideráveis nos resultados obtidos para um mesmo sistema de reparo.

A eficiente aderência entre os substratos de concreto da viga e do reforço é fundamental para que se garanta a eficácia do reforço. O uso de agentes adesivos aumenta o custo da técnica, e nem sempre melhora a ligação entre o elemento original e o reforço.

Tendo em vista as vantagens abordadas sobre a técnica de reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento, principalmente, no que concerne a economia e ao emprego de materiais e equipamentos tradicionais da construção civil, e objetivando contribuir com o número relativamente reduzido de estudos realizados sobre essa técnica, será investigada a eficiência de uma alternativa de reforço à flexão de vigas por encamisamento que apresenta dimensões menores que o encamisamento convencional, tendo-se, portanto, menor consumo de concreto para o reforço e menor peso próprio.

Capítulo III

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

No programa experimental deste trabalho, foram ensaiadas quatro vigas de seção retangular de 150 mm x 400 mm e com 4500 mm de comprimento, sendo duas sem reforço (vigas de referência) e duas reforçadas à flexão por encamisamento parcial, com concreto armado adicional apenas na região de maiores tensões de tração. As vigas reforçadas foram denominadas de V1R e V2R, enquanto que as vigas de referência de REF1 e REF2.

Os valores definidos para a taxa de armadura longitudinal de tração das vigas e do reforço possibilitaram a análise da eficiência do reforço em diferentes condições de ductilidade e níveis de carregamento. A taxa de armadura longitudinal das vigas variou entre 1,08%, na viga de referência REF1, e 2,33% (taxa aproximadamente igual à balanceada), na viga REF2. Na avaliação da eficiência do reforço, o desempenho destas vigas foi comparado com as das vigas reforçadas V1R (ρ=1,66%) e V2R (ρ=2,12%) em termos de rigidez, ductilidade e carga de ruptura.

Objetivando evitar a ruptura por cisalhamento da interface de ligação entre viga e reforço, calculou-se a área necessária para essa ligação, a partir de valores de resistência ao cisalhamento propostos em alguns estudos resumidos no capítulo 2.

Todas as vigas foram bi-apoiadas e carregadas com uma carga no meio do vão. As vigas V1R e V2R foram pré-fissuradas antes de receberem o reforço, e, estando reforçadas, foram submetidas ao ensaio de ruptura. As vigas REF1 e REF2 foram apenas submetidas ao ensaio de ruptura.

As medições realizadas durante os ensaios das vigas foram: flecha, deformações no concreto e na armadura longitudinal de tração e carga aplicada.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Concreto

O concreto utilizado na confecção das quatro vigas e no reforço tinha traço, em massa, de 1:2,71:3,58 (cimento:areia:agregado graúdo) e relação água-cimento de 0,6. Esses valores objetivaram uma resistência à compressão do concreto de cerca de 30,0 MPa, na idade 14 dias. A tabela 3.1 mostra a composição, por m^3, do concreto utilizado nas vigas e no reforço.

Tabela 3.1 – Composição por m^3 do concreto usado nas vigas e no reforço.

Material	Quantidade
Cimento (kg)	300
Areia (kg)	814
Brita (kg) *	1074
Superplastificante (l)	1,25
Água (kg)	180
* - Concreto das vigas – Dimensão máxima do agregado de 19 mm; - Concreto do reforço – Dimensão máxima do agregado de 9,5 mm.	

Com o objetivo de obter um concreto, tanto para as vigas quanto para o reforço, em condições de ser solicitado na idade de 14 dias, foi utilizado o cimento CPV–ARI.

O agregado miúdo usado foi areia natural e o agregado graúdo foi de gnaisse britado com dimensão máxima de 19 mm, no concreto das vigas, e 9,5 mm, no do reforço. Foi utilizado um agregado graúdo de menor dimensão máxima no concreto do reforço, visando minimizar as dificuldades nas operações de lançamento e vibração do concreto, dado o pouco espaço disponível. A água utilizada foi a da rede de abastecimento da cidade do Rio de Janeiro.

O concreto foi misturado mecanicamente na betoneira de capacidade de até 300 litros do Laboratório de Estruturas da COPPE e foram moldados cinco corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm para cada viga, e oito para cada reforço, conforme a norma NBR-5738 (ABNT, 1993).

Decorridas 24h da concretagem, os corpos-de-prova foram desformados e colocados na câmara úmida durante sete dias, mesmo período em que as vigas e o reforço foram submetidos à cura úmida. Transcorrido o intervalo de cura, esses elementos ficaram sob as condições do ambiente do laboratório.

No dia do ensaio de cada viga, seja de referência ou reforçada, foram feitos os ensaios de resistência à compressão dos corpos-de-prova da viga e do reforço (caso da viga reforçada). Esses ensaios foram realizados em prensa AMSLER com

capacidade de 1000 kN do Laboratório de Estruturas, conforme a norma NBR-5739 (ABNT, 1994).

São mostrados, na tabela 3.2, os valores médios de resistência do concreto à compressão.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de resistências do concreto à compressão.

Vigas		**Idade (dias)**		**Nº de Corpos de Provas**	**f_{cm} (MPa)**
		Pré - fissuração	Ruptura		
V1R	Viga	14	50	5	36,4
	Reforço		16	8	32,5
V2R	Viga	16	57	5	41,4
	Reforço		23	8	31,9
REF1			36	5	41,4
REF2			37	5	40,8

3.2.2 Aço

As barras de aço usadas foram de CA-50 e CA-60. Para a armadura transversal utilizaram-se barras de 8,0 mm de diâmetro, nas vigas, e 5,0 mm, no reforço. Na armadura longitudinal de compressão também foram usadas barras de 8,0 mm de diâmetro.

Barras com diâmetro de 16 mm e 20 mm, nas vigas, e de 8,0 mm e 16 mm, no reforço, foram empregadas para armadura longitudinal de tração.

As barras de aço foram ensaiadas à tração na prensa universal AMSLER com capacidade de 1000 kN localizada no Laboratório de Estruturas da COPPE (ver figura 3.1). Esses ensaios objetivaram a determinação de suas propriedades mecânicas, e foram realizados de acordo com a NBR-6152 (ABNT, 1992). Nos ensaios foram utilizados extensômetros elétricos para medição das deformações específicas.

Figura 3.1 – Barras de aço instrumentadas e prensa usada no ensaio de tração simples das barras.

Nas figuras 3.2 a 3.5 são mostrados os diagramas tensão-deformação das barras de aço. Os resultados dos ensaios encontram–se reunidos na tabela 3.3.

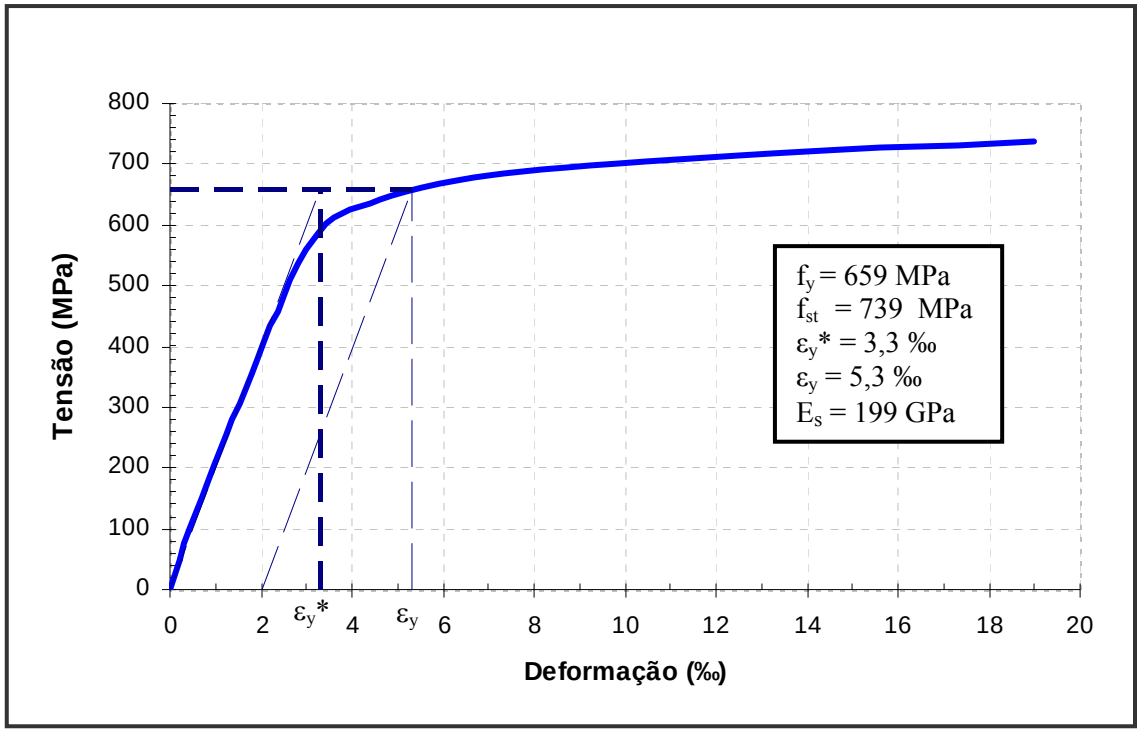


Figura 3.2 – Diagrama tensão-deformação das barras com diâmetro de 5,0 mm.

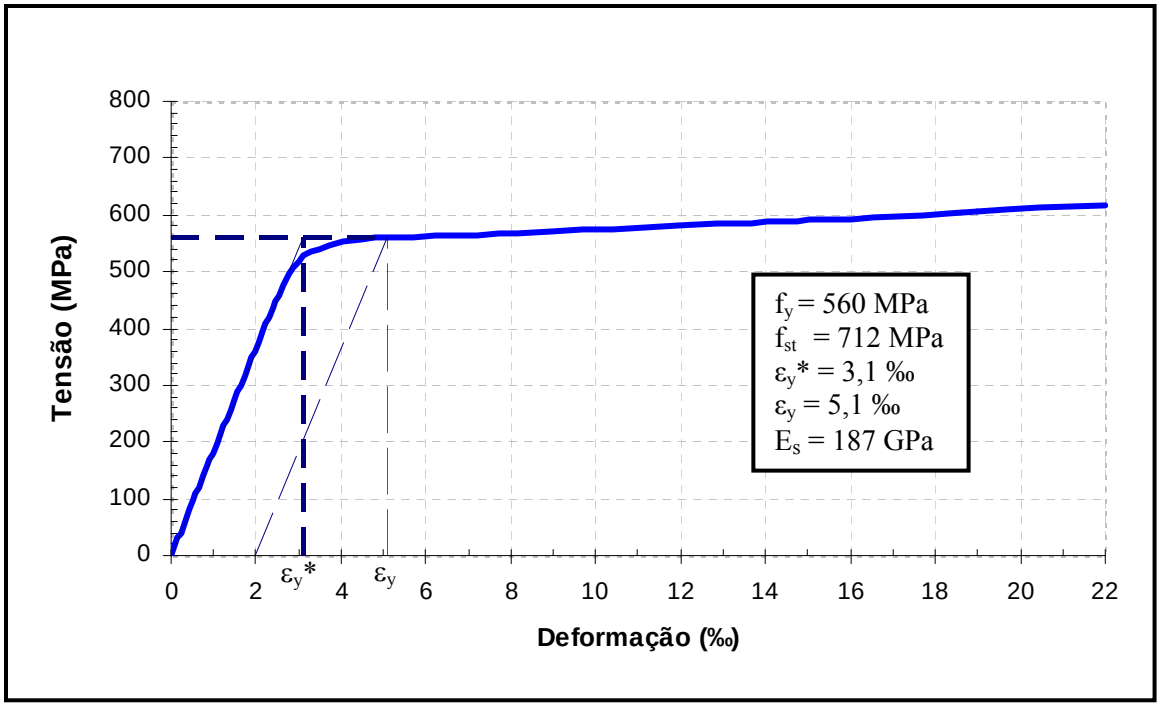


Figura 3.3 - Diagrama tensão-deformação das barras com diâmetro de 8,0 mm.

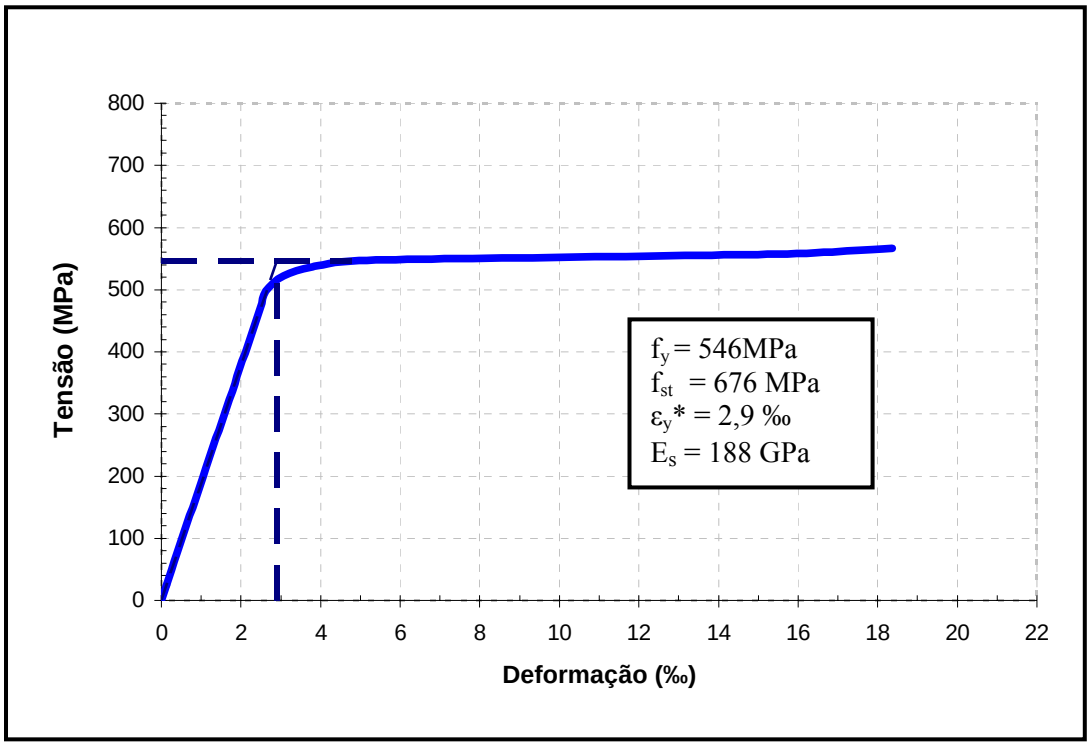


Figura 3.4 – Diagrama tensão-deformação das barras com diâmetro de 16 mm.

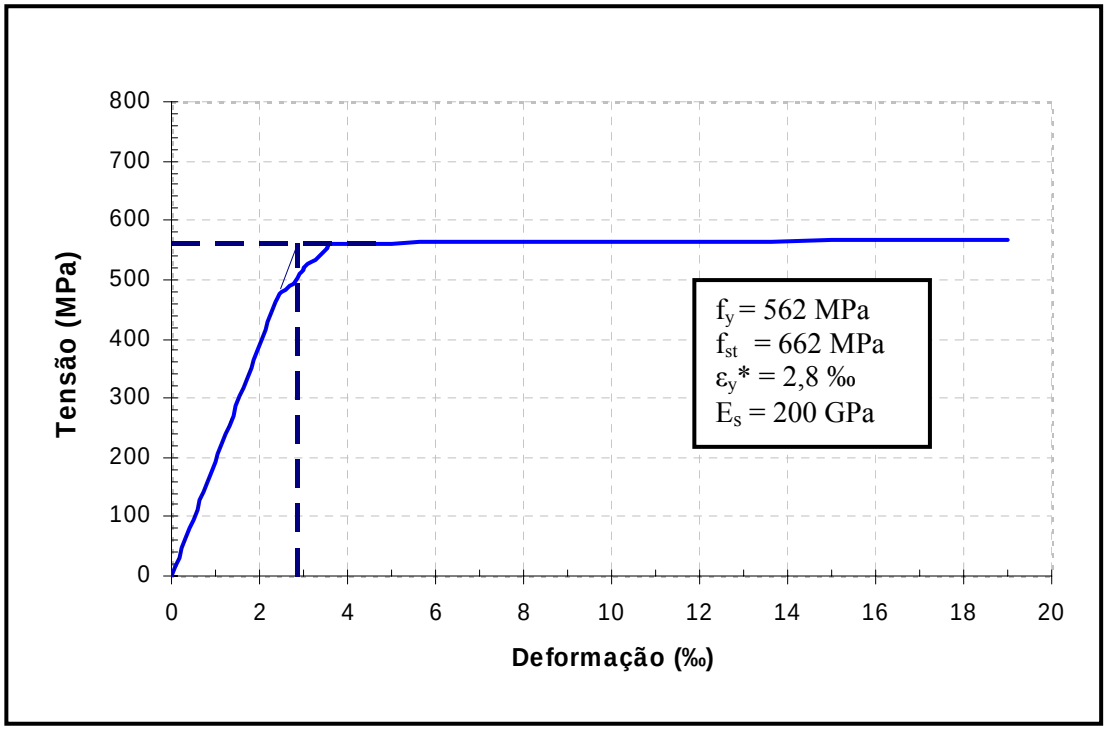


Figura 3.5 – Diagrama tensão-deformação das barras com diâmetro de 20 mm.

Tabela 3.3 – Características das barras de aço usadas na armadura das vigas e do reforço.

Diâmetro (mm)	**f_y (MPa)**	**f_{st} (MPa)**	**f_{st}/f_y**	**ε_y* (‰)**	**ε_y (‰)**	**E_S (GPa)**
5,0	659	739	1,12	3,3	5,3	199
8,0	560	712	1,27	3,1	5,1	187
16	546	676	1,24	2,9	-	188
20	562	662	1,18	2,8	-	200

f_{st} = Resistência à tração do aço;

ε_y* = Deformação específica de escoamento do aço para o diagrama tensão - deformação bi-linear;

ε_y = Deformação específica de escoamento do aço;

E_s = Módulo de elasticidade do aço.

3.3 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS

3.3.1 Dimensões e Armaduras

As quatro vigas ensaiadas possuíam seção transversal retangular de 150 mm x 400 mm e comprimento total de 4500 mm.

As vigas foram bi-apoiadas, com 4000 mm de distância entre os centros dos apoios, sendo um apoio do 1º gênero e outro do 2º gênero. Todas as vigas foram submetidas a uma carga concentrada aplicada no meio do vão, conforme mostrado na figura 3.6, sendo desconsiderado o seu peso próprio nos diagramas de esforços solicitantes.

No tocante às armaduras, as vigas foram dimensionadas para romperem à flexão, havendo armadura transversal suficiente para garantir tal modo de ruína. A viga de referência REF2 tinha armadura de flexão próxima à armadura balanceada, já a outra viga de referência, REF1, tinha armadura de flexão aproximadamente igual à metade da armadura de flexão da viga REF2. As vigas que foram reforçadas (V1R e V2R) apresentaram, antes do reforço, armadura longitudinal de tração igual à da viga REF1.

Foram utilizadas na armadura de compressão duas barras com diâmetro igual a 8,0mm, como armadura construtiva.

A tabela 3.4 mostra as dimensões das vigas e as armaduras longitudinais e transversais das mesmas. O cobrimento usado nas vigas e no reforço foi de 15 mm.

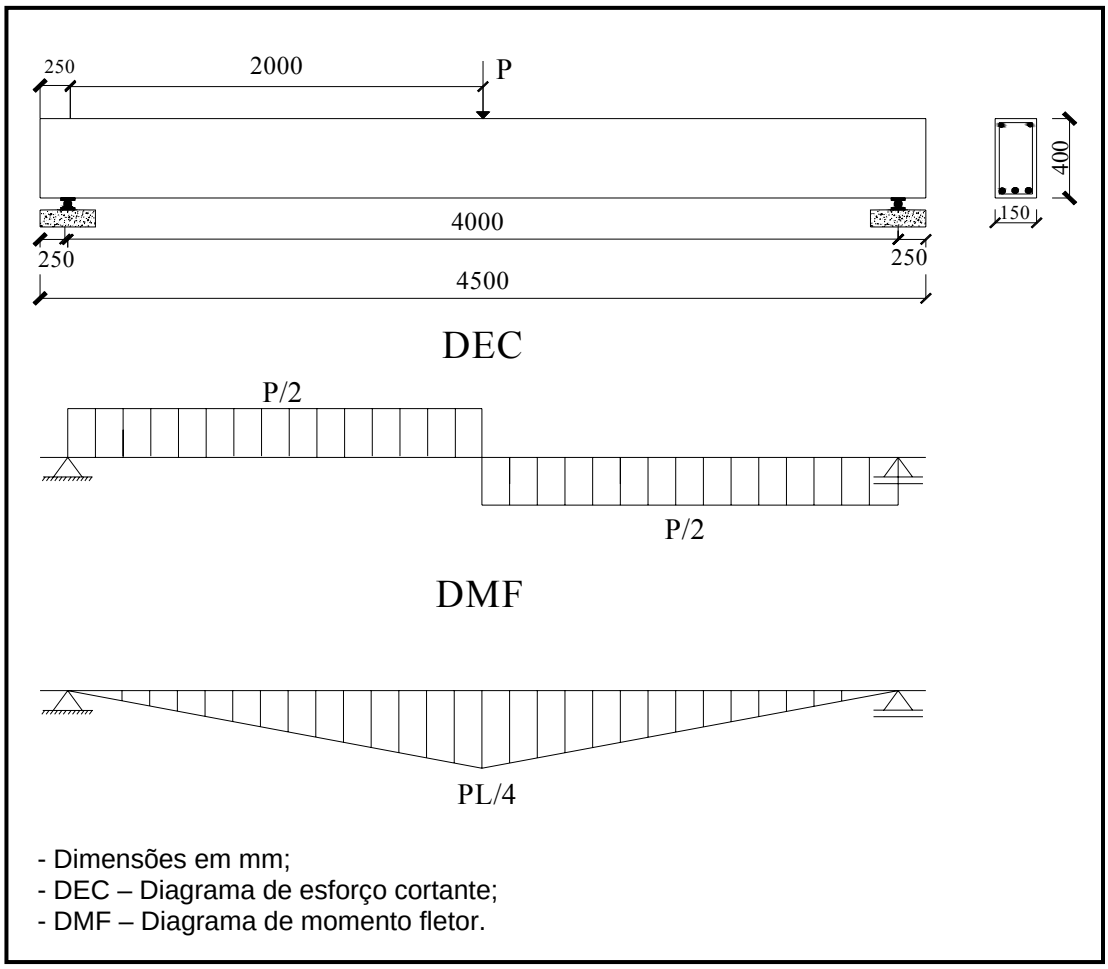


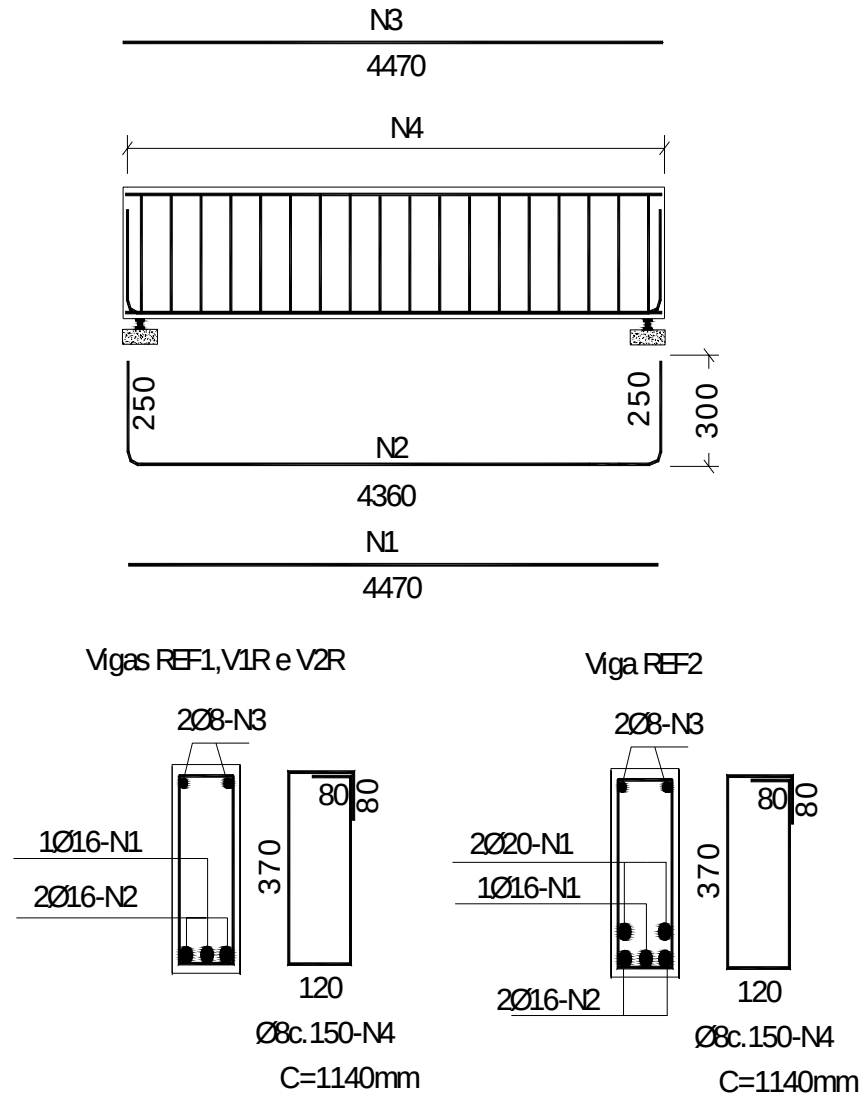
Figura 3.6 – Dimensões, carregamento e diagrama de esforços solicitantes das vigas REF1, REF2, V1R e V2R.

Tabela 3.4 – Dimensões, armadura transversal e armaduras longitudinais das vigas.

Viga	Dimensões b x h (mm)	d (mm)	d` (mm)	ρ (%)	A_s (mm^2)	ρ` (%)	A_s` (mm^2)	ρ_{sw} (%)	A_{sw}/s (mm^2/mm)
V1R	150 x 400	369	27	1,08	600	0,18	100	0,45	0,67
V2R	150 x 400	369	27	1,08	600	0,18	100	0,45	0,67
REF1	150 x 400	369	27	1,08	600	0,18	100	0,45	0,67
REF2	150 x 400	351	27	2,33	1230	0,19	100	0,45	0,67

A_{sw} = área da seção transversal da armadura de cisalhamento no comprimento s;
s = espaçamento da armadura de cisalhamento;
d = altura útil da viga;
d' = distância do centróide da armadura de compressão à borda mais comprimida;
ρ = taxa de armadura longitudinal de tração;
A_S = área da seção da armadura longitudinal de tração;
ρ` = taxa de armadura longitudinal de compressão;
A_S`= área da seção da armadura longitudinal de compressão;
ρ_{sw} = taxa de armadura transversal.

Na figura 3.7 é mostrado o detalhamento das armaduras das vigas.



Dimensões em mm.

Viga	N1	N2	N3	N4
V1R	1ϕ16	2ϕ16	2ϕ8	ϕ8c.150mm
V2R	1ϕ16	2ϕ16	2ϕ8	ϕ8c.150mm
REF1	1ϕ16	2ϕ16	2ϕ8	ϕ8c.150mm
REF2	1ϕ16 e 2ϕ20	2ϕ16	2ϕ8	ϕ8c.150mm

Figura 3.7 – Detalhamento das armaduras das vigas.

A área da armadura transversal das quatro vigas foi definida objetivando–se garantir a ruptura por flexão das mesmas. Todas as vigas tiveram como armadura transversal estribos de barras de aço de 8 mm de diâmetro a cada 150 mm. Esta armadura foi determinada a partir da capacidade resistente teórica à flexão da viga REF2 (ρ = 2,33%), viga de menor altura útil (d) e maior taxa de armadura longitudinal de tração.

Com base nos diagramas da figura 3.6 e nos valores da tabela 3.4, tem – se para a viga REF2:

$$P = 4 \cdot M_u / L \quad (3.1)$$

onde:

L = vão entre o centro dos apoios (4000 mm);

M_u = Momento resistente da seção;

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d = 19,43 \cdot 10^7 \ (kN \cdot mm) \quad (3.2)$$

Dessa forma:

P_u = 194,3 kN e $\mathbf{V_{max} = P_u/2 = 97,15\ kN}$;

onde:

f_y = 500 MPa (tensão de escoamento nominal);

V_{max} = força cortante solicitante máxima teórica na viga REF2.

A resistência teórica ao cisalhamento das vigas pode ser obtida pela equação 3.3:

$$V_R = V_C + V_S \quad (3.3)$$

onde:

V_R = força cortante resistente da viga;

V_C = força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_S = parcela de contribuição dos estribos na força cortante resistente.

De acordo com o método I da NBR 6118 (2003), a parcela V_C deve ser calcula pela equação 3.4, para o caso de flexão simples com a linha neutra cortando a seção:

$$V_C = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d; \quad (3.4)$$

onde:

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{\ 2}} / \gamma_c \quad (3.5)$$

A parcela V_S, para estribos perpendiculares ao eixo da viga e diagonais de compressão inclinadas a 45º, é dada por:

$$V_S = (A_{sw}/s) \cdot f_y \cdot 0{,}9 \cdot d / \gamma_s \qquad (3.6)$$

Considerando–se, os valores de b, d e A_{sw}/s da tabela 3.5 e:

$\gamma_s = 1{,}0$;

$\gamma_c = 1{,}0$;

$f_{ck} = f_c = 30$ MPa (resistência à compressão nominal);

$f_y = 500$ MPa (tensão de escoamento nominal),

chega-se às resistências teóricas ao cortante das vigas, V_R, dadas na tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Resistência teórica das vigas ao esforço cortante.

Viga	**Dimensões b x h (mm)**	**d (mm)**	**ρ (%)**	**A_S (mm^2)**	**ρ_{sw} (%)**	**A_{sw}/s (mm^2/mm)**	**V_C (kN)**	**V_s (kN)**	**V_R (kN)**
V1R	150 x 400	369	1,08	600	0,45	0,67	67,33	111,3	178,6
V2R	150 x 400	369	1,08	600	0,45	0,67	67,33	111,3	178,6
REF1	150 x 400	369	1,08	600	0,45	0,67	67,33	111,3	178,6
REF2	150 x 400	351	2,33	1230	0,45	0,67	64,05	105,8	169,9

Observa–se, então, que V_{max} é bem menor que o valor de V_R da viga REF2.

3.3.2 Reforço

Visando o aumento da capacidade portante à flexão das vigas V1R e V2R, foi incorporado na zona tracionada desses elementos um talão de concreto armado com seção transversal trapezoidal e comprimento de 3840 mm (ver figura 3.8).

A geometria do talão visou ter-se um menor consumo de concreto para o reforço e uma maior área de contato com a viga que possibilitasse a ligação adequada entre esses dois elementos (ver figura 3.10). Chumbadores de expansão 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 (ver seção 3.3.2.2).

Na seção 3.3.2.1 são descritos os cálculos que foram realizados para determinar a área necessária de ligação entre a viga e o reforço, visando evitar ruína por cisalhamento. Além do estabelecimento de uma maior área de contato, as dimensões adotadas para a interface (ver figuras 3.8 e 3.10) objetivaram também evitar maiores dificuldades construtivas na execução do reforço (ver seção 3.3.2.1).

No reforço da viga V1R, foram utilizadas seis barras de 8 mm de diâmetro, o que corresponde à uma taxa de armadura longitudinal de 0,55% (metade da taxa de armadura original de flexão da viga). Para o reforço da viga V2R, foram utilizadas quatro barras de 8 mm e duas de 16 mm de diâmetro, que equivale a uma taxa de armadura longitudinal de 1,06% (igual à taxa de armadura original de flexão dessa viga). Na armadura transversal do reforço foram empregados estribos de 5,0 mm de diâmetro a cada 150 mm.

A tabela 3.6 dá as armaduras longitudinais e transversais dos reforços.

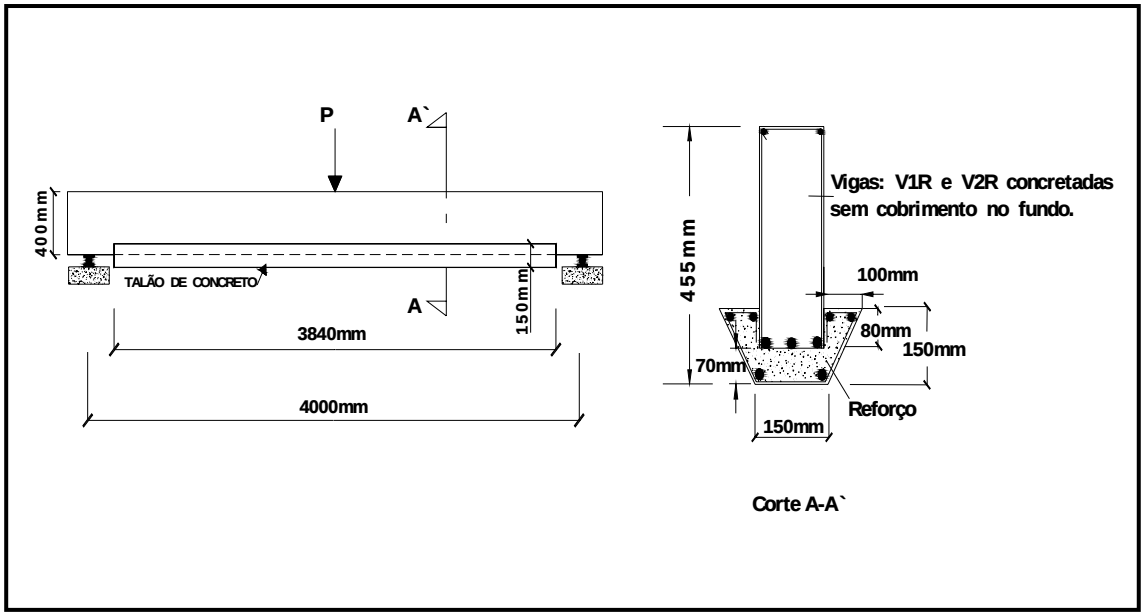


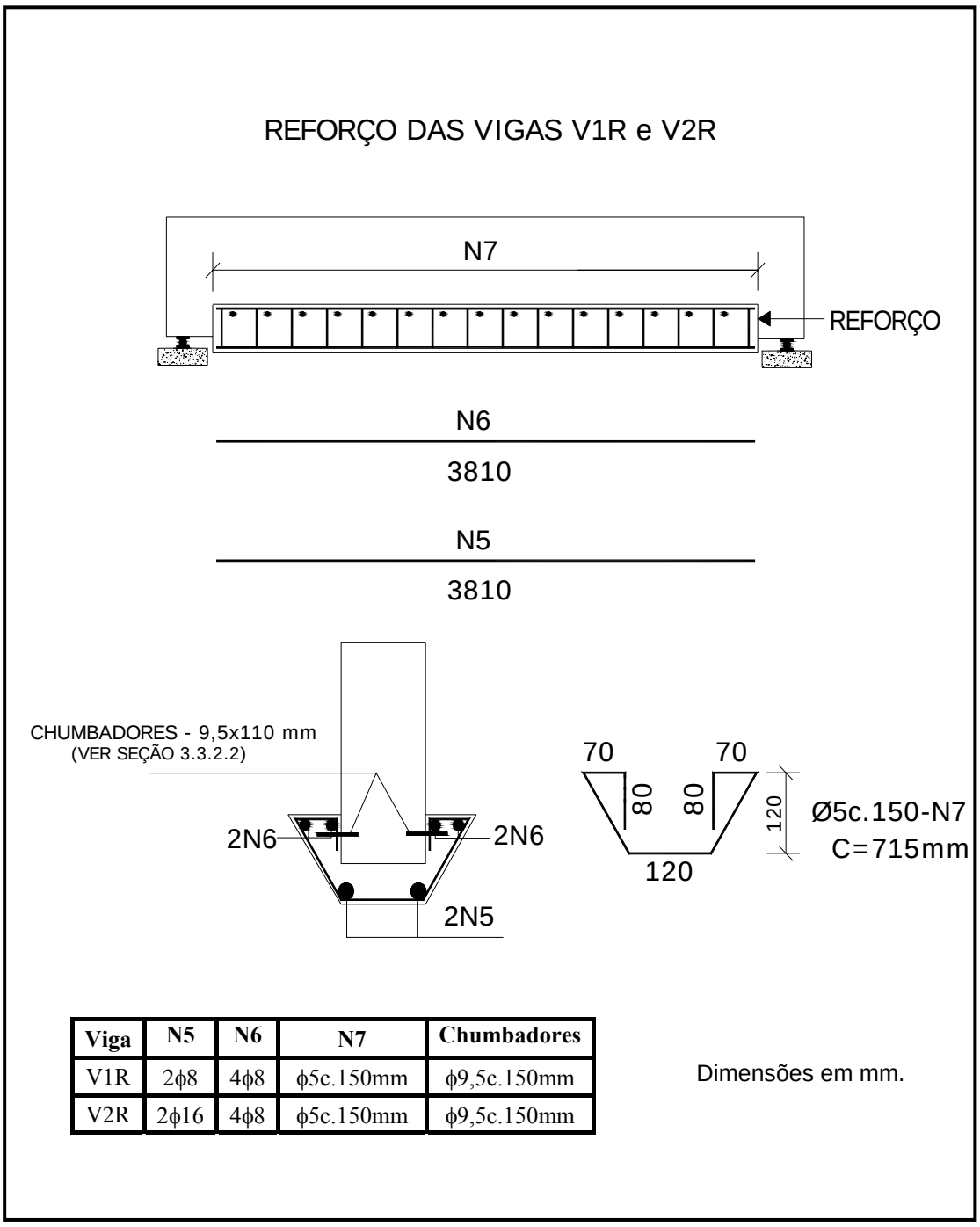
Figura 3.8 – Dimensões e carregamento das vigas V1R e V2R (com reforço).

Tabela 3.6 – Dimensões e armadura longitudinal de tração das vigas reforçadas e armadura transversal do reforço.

Viga	Dimensões (mm)				A_s (mm^2)	A_{sf} (mm^2)	Barras longitudinais de tração		ρ (%)		Estribos do reforço
	b	h	d	d`	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	
V1R	150	455	360	27	600	300	3φ16	6φ8	1,11	0,55	φ5c.150mm
V2R	150	455	377	27	600	600	3φ16	4φ8 e 2φ16	1,06	1,06	φ5c.150mm

(1) = armadura original da viga;
(2) =armadura do reforço;

A figura 3.9 apresenta o detalhamento das armaduras longitudinais e transversais do reforço.



Viga	N5	N6	N7	Chumbadores
V1R	2ϕ8	4ϕ8	ϕ5c.150mm	ϕ9,5c.150mm
V2R	2ϕ16	4ϕ8	ϕ5c.150mm	ϕ9,5c.150mm

Dimensões em mm.

Figura 3.9 - Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos reforços.

3.3.2.1 Área Necessária para a Interface Viga-Reforço

Na determinação da área necessária para a interface de ligação entre a viga e o reforço, considerou–se a tensão cisalhante máxima nessa ligação limitada ao valor da tensão resistente de aderência entre dois concretos distintos **(τ_R)** sugerida em trabalhos revisados no capítulo 2 (seção 2.5.2), dividida por um coeficiente de segurança.

Na figura 3.10 é mostrado o modelo de cálculo usado na definição da área requerida para a ligação viga-reforço.

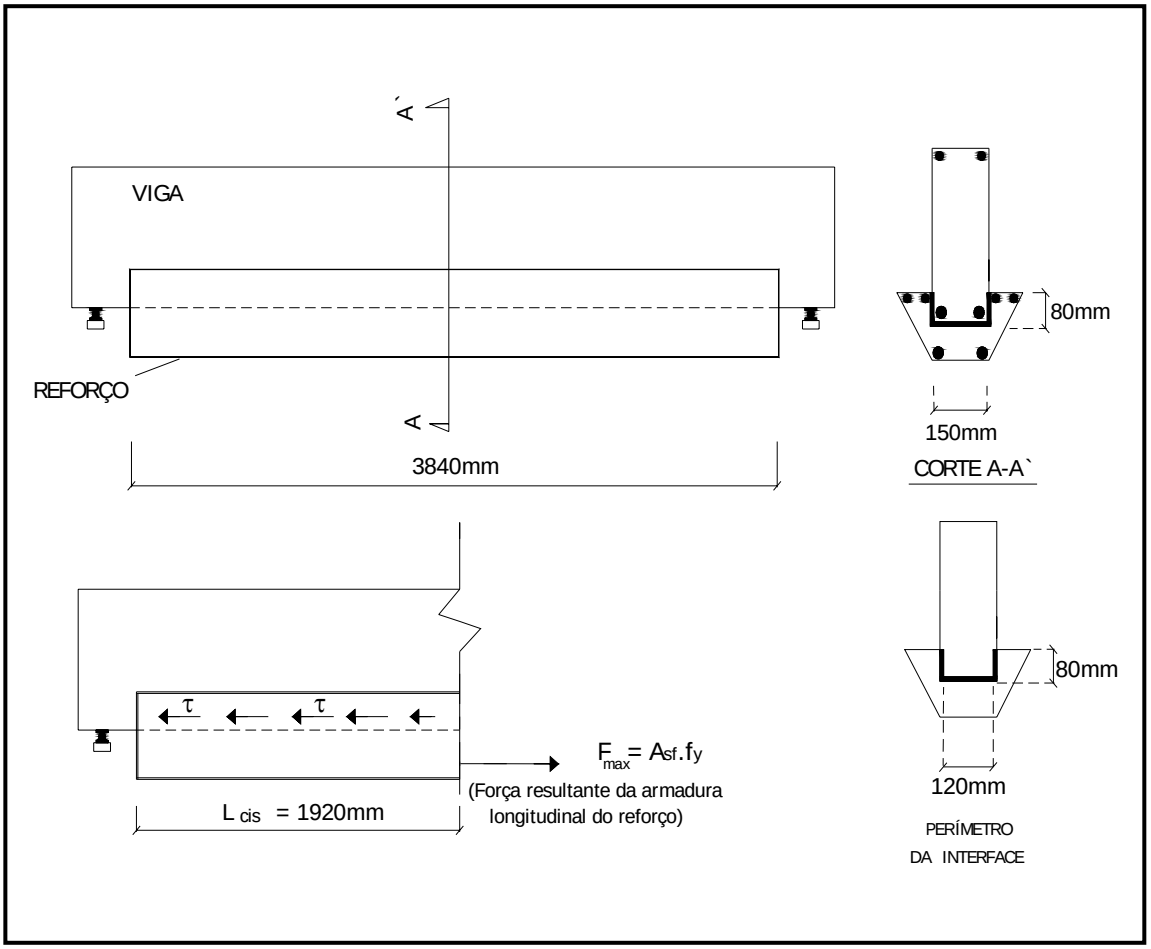


Figura 3.10 – Modelo de cálculo da área de interface entre viga e reforço.

Conforme é mostrado na figura 3.10, tem–se:

$$F_{\max} = A_{s\,f} \cdot f_Y \leq \tau_{\lim} \cdot (Ai/2) \qquad (3.6)$$

sendo:

$$\tau_{lim} = \tau_R/2 \qquad (3.7)$$

Adotou–se para τ_{lim} o valor de $\tau_R/2$ para levar em consideração o estado de fissuração da viga quando foi executado o reforço.

Então,

$$A_{sf} \cdot f_Y \leq \frac{\tau_R}{2} \cdot \frac{Ai}{2} \tag{3.8}$$

$$Ai \geq \frac{A_{sf} \cdot f_Y \cdot 4}{\tau_R} \tag{3.9}$$

onde:

$Ai/2$ = Área da interface entre viga e reforço no comprimento L_{cis} (ver figura 3.10);

A tabela 3.7 apresenta os valores requeridos para a área da interface $(Ai)_l$ calculados a partir de valores de resistência de aderência τ_R recomendados na literatura, junto com os adotados.

Tabela 3.7 – Áreas requerida e adotada para a interface.

Viga	A_{sf} (mm^2)	f_y* (MPa)	f_c** (MPa)	τ_R (MPa)		τ_{lim} (MPa)	Ai requerido (mm^2)	Ai adotado (mm^2)
V1R	300	500	30	(1)	2,59	1,29	231700	537600
				(2)	2,70	1,35	222300	
				(3)	2,53	1,26	237200	
				(4)	2,41	1,20	249000	
V2R	600	500	30	(1)	2,59	1,29	463400	537600
				(2)	2,70	1,35	444500	
				(3)	2,53	1,26	474400	
				(4)	2,41	1,20	480000	

* tensão de escoamento nominal (f_y = 500MPa).

** resistência à compressão para a qual o concreto foi dosado.

(1) PIANCASTELLI (1997) - τ_R = coesão para superfície seca aos 7 dias;

(2) CHEONG e MACALEVEY (2000) – τ_R = coesão da envoltória relativa a f_{cc} = 25 MPa, foi utilizada essa envoltória visando maior margem de segurança no uso de τ_R.

(3) PIRES (2003) - τ_R = coesão aos 4 dias;

(4) REAGAN (1986), apud CLÍMACO e REAGAN (2001) - τ_R = coesão = 0,25 $f_{cc}^{2/3}$, para superfícies ásperas. Foi admitido f_{cc} igual a 30 MPa (f_{cc} = menor valor entre a resistência à compressão do concreto da viga e o do reforço).

É importante salientar que, no presente trabalho, o fato de a interface de ligação entre os concretos da viga e do reforço ter uma restrição provida pelas abas laterais contribui para maior resistência ao cisalhamento que nas juntas dos prismas compostos, usados nos estudos de aderência apresentados na seção 2.5.2.1 (ver figura 3.11).

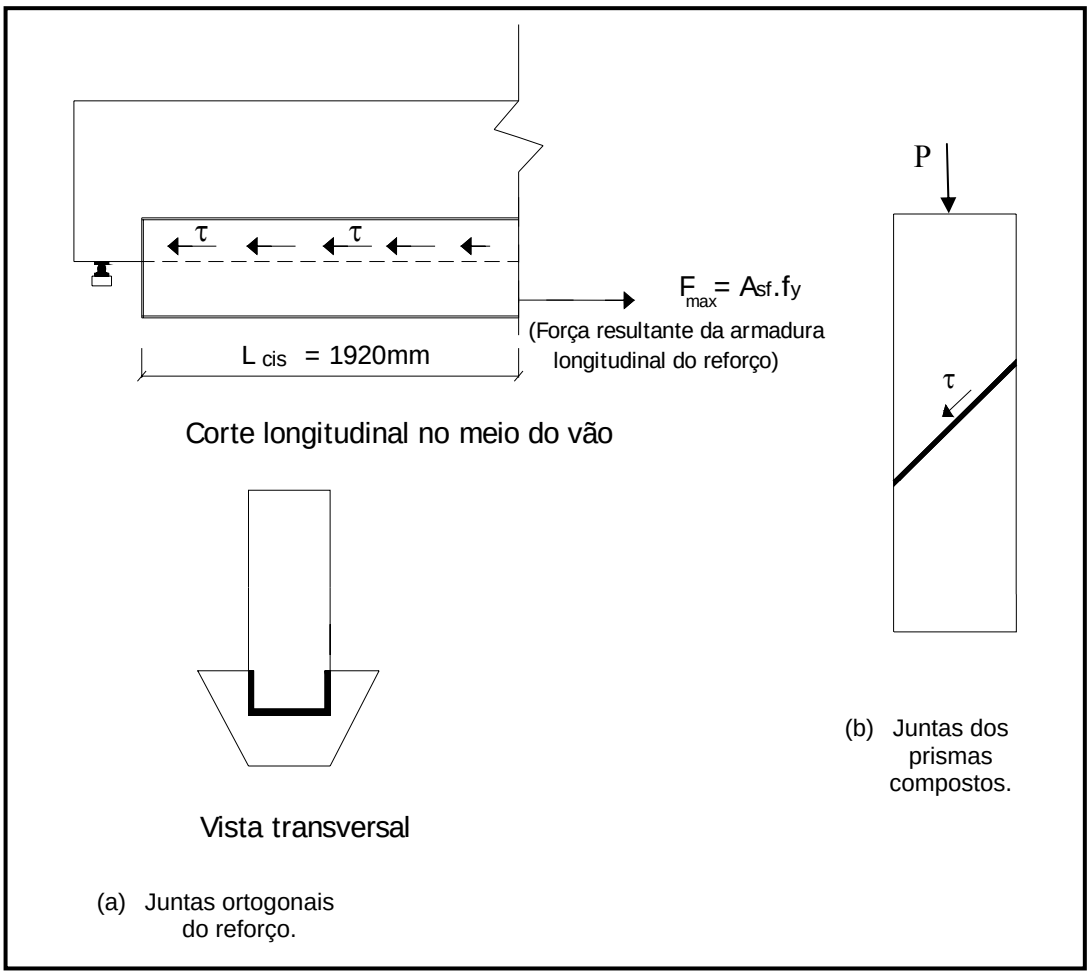


Figura 3.11 – Interface de ligação viga-reforço (a) e interfaces livres dos prismas usados nos testes de avaliação de aderência (b).

Esse aspecto também contribuiu para que não fosse usada a expressão sugerida pelo CEB (1990), apresentada no capítulo 2, na determinação da área requerida para a interface. Essa equação, conforme já foi mencionado, subestima a resistência de aderência, fornecendo valores bem menores que os anteriormente usados.

Na definição das dimensões do reforço e da interface foram ainda considerados os seguintes fatores:

- Espaço suficiente para acomodação das armaduras longitudinais, sem provocar maiores dificuldades na concretagem do reforço;
- Localização dos chumbadores, observando a distância destes às bordas de concreto e as armaduras internas e do reforço (seção 3.3.2.2).

Tendo em vista esses aspectos, foram adotadas as dimensões da interface mostradas na figura 3.10, que acarretaram uma área Ai maior que as requeridas apresentadas na tabela 3.7.

3.3.2.2 Descrição e Posicionamento dos Chumbadores

Conforme foi anteriormente mencionado, foram empregados chumbadores de expansão na região do contato das abas do talão do reforço com a viga, visando contribuir com a resistência da ligação às tensões cisalhantes, e facilitar a execução do reforço.

Os chumbadores utilizados foram do tipo AF 9,53 x 110 mm da Âncora Sistemas de Fixação (ver figuras 3.12 e 3.13 e tabela 3.8). Tais elementos têm como característica principal a capacidade da expansão de sua jaqueta provocada pelo cone do parafuso à medida que se pressiona a mesma conforme o aperto da porca. Esta expansão da jaqueta aumenta a aderência dos chumbadores ao concreto.

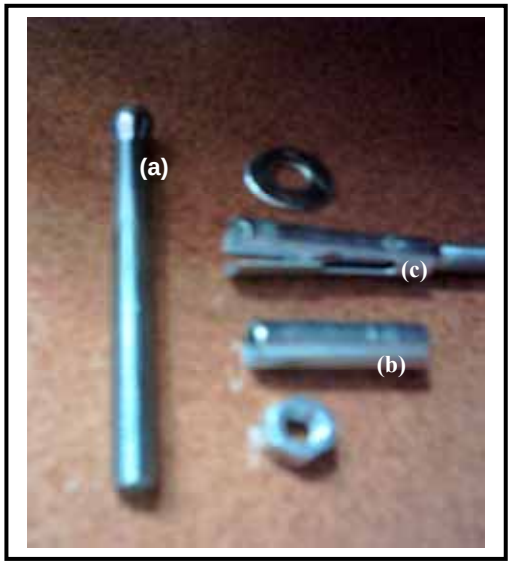


Figura 3.12 – Componentes dos chumbadores: parafuso cônico (a); prolongador (b); jaqueta expansiva (c).

(a) **(b)**

Figura 3.13 – Detalhes do funcionamento dos chumbadores: sem expansão (a) e sob pressão com expansão da jaqueta (b).

Na tabela 3.8 são apresentados dados técnicos dos chumbadores utilizados.

Tabela 3.8 – Dados dos chumbadores modelo AF 9,5 x 110 mm (fornecidos pelo fabricante Âncora Sistemas de Fixação).

Código	Diâmetro da rosca (mm)	Diâmetro do furo (mm)	Comprimento do pino (mm)	Profundidade mínima do furo (mm)	Espessura máxima a ser fixada (mm)	C.A.M* no concreto (kN)	Carga de resistência ao cisalhamento no parafuso (kN)
A38110	9,5	12,7	110	38	67	27,20	12,37
* C.A.M. = Carga média de arrancamento.							

Segundo o fabricante, para se obter 100% da capacidade da carga especificada, a distância mínima entre os chumbadores deve ser de 10 vezes o diâmetro do chumbador ou do furo necessário para sua instalação, obedecendo sempre à profundidade mínima indicada na tabela 3.8. Além disso, a distância do chumbador até a borda do concreto deve ser de no mínimo 5 vezes o diâmetro do chumbador.

Os pontos de fixação dos chumbadores nas vigas obedeceram às recomendações acima mencionadas e proporcionaram espaço necessário para que as operações de lançamento e adensamento do concreto ocorressem de forma adequada.

Os chumbadores foram fixados na zona apicoada da face lateral da viga, conforme mostrado na figura 3.14. A profundidade dos furos no concreto da viga para colocação dos parafusos foi de 50 mm (aproximadamente metade do comprimento do parafuso).

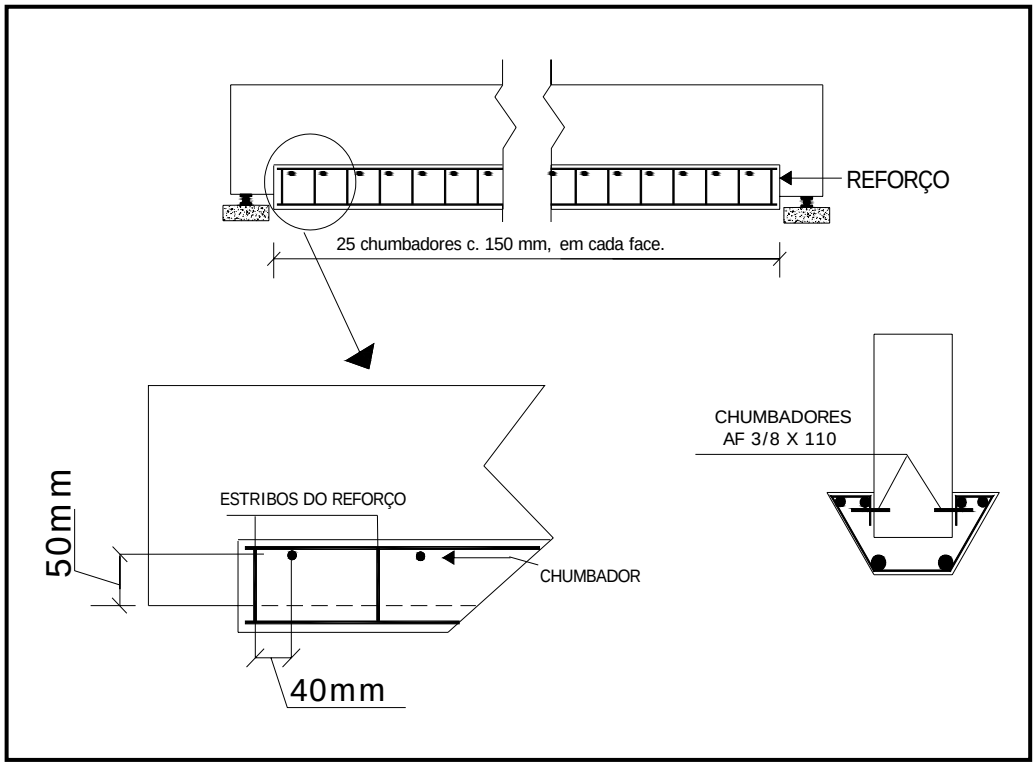


Figura 3.14 – Posicionamento dos chumbadores.

3.4 EXECUÇÃO DAS VIGAS

3.4.1 Concretagem

Foram concretadas duas vigas por vez, na posição vertical, sendo montadas, para tanto, duas fôrmas.

As fôrmas utilizadas para a confecção das vigas foram feitas com compensado de madeira plastificada de 20 mm de espessura. As laterais da forma foram travadas com sarrafos de pinho fixados ao compensado com pregos e ligados entre si com parafusos. A figura 3.15 apresenta as fôrmas usadas para concretagem das quatro vigas.

Figura 3.15 - Fôrmas usadas para concretagem das quatro vigas.

A concretagem das quatro vigas foi realizada em duas etapas, sendo moldadas duas vigas por etapa. Na primeira etapa foram confeccionadas as vigas de referência, REF1 e REF2, e na segunda as vigas que foram reforçadas, V1R e V2R. Em cada viga foram usados concretos de duas betonadas.

Uma betoneira de 320 litros de capacidade foi utilizada na mistura do concreto. O adensamento do concreto foi feito utilizando vibradores de imersão com agulha de diâmetro igual a 25 mm (ver figura 3.16).

A cura das vigas foi realizada com mantas umedecidas colocadas sobre a sua superfície livre, por um período de sete dias. Após este período, as vigas foram desformadas e deixadas nas condições do ambiente do laboratório até a data do ensaio.

Os corpos-de-prova, após desmoldados (com 1 dia de idade), foram levados à câmara úmida, lá permanecendo durante o período de cura da viga a que os mesmos se referiam. Ao final do período de cura, eles também ficaram expostos às condições do ambiente do laboratório até a data do ensaio.

(a) concreto na Betoneira

(b) Adensamento do concreto

Figura 3.16 – Concreto sendo misturado na betoneira (a) e adensamento do concreto lançado na forma, com vibrador (b).

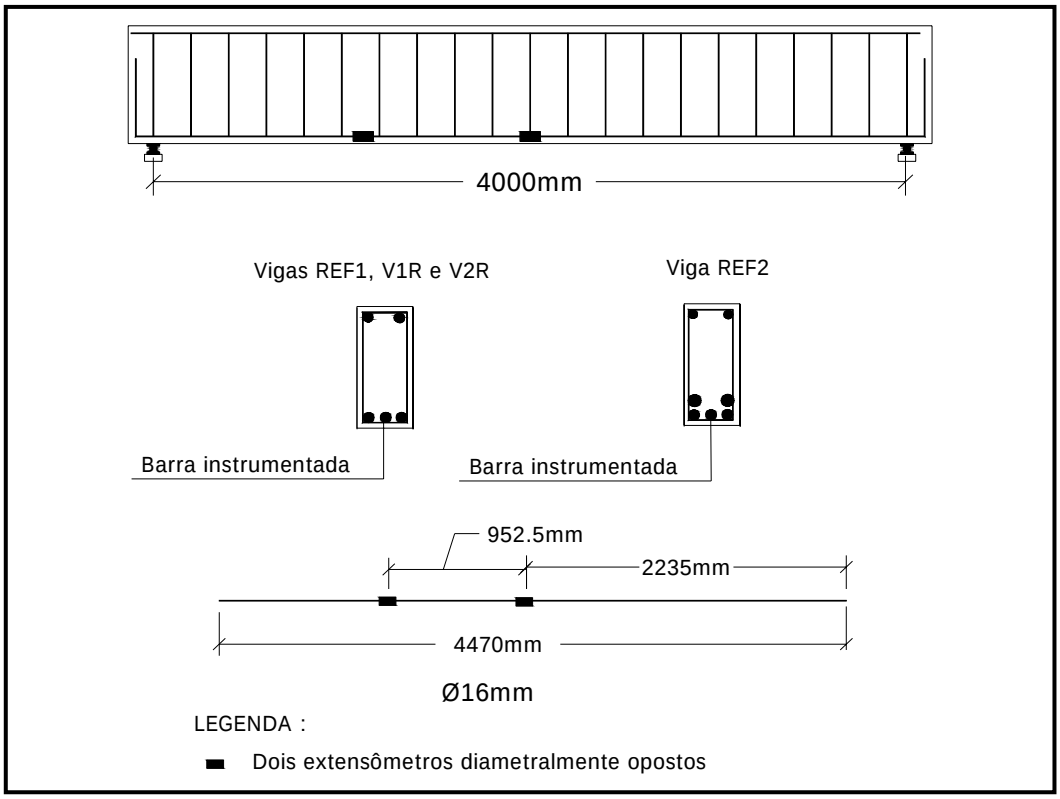
3.4.2 Instrumentação

Nos ensaios, visando acompanhar o comportamento das vigas, foram feitas medições de deformações da armadura longitudinal de tração das vigas e do reforço, de deformações do concreto e de flechas, utilizando-se os instrumentos listados a seguir.

3.4.2.1 Extensômetros Elétricos de Resistência

As deformações das armaduras longitudinais de tração das vigas e dos reforços foram medidas utilizando extensômetros elétricos com base de medição de 5 mm. Nas seções das barras de aço instrumentadas, havia dois extensômetros colados em posições diametralmente opostas. O sistema de aquisição automática de dados, usado para registrar as deformações, era constituído por um Datalogger HP, um notebook Toshiba e uma impressora Laser Jet HP.

Em cada viga, a barra central da camada inferior da armadura longitudinal de tração foi instrumentada em duas seções (ver figura 3.17); na do meio do vão e na a 952,5 mm do meio do vão (1/4 do comprimento da barra longitudinal do reforço). As figuras 3.17 e 3.18 mostram a posição dos extensômetros na armadura original das vigas.



3.17 – Posição dos extensômetros para medição da deformação do aço nas vigas REF1, REF2, V1R e V2R.

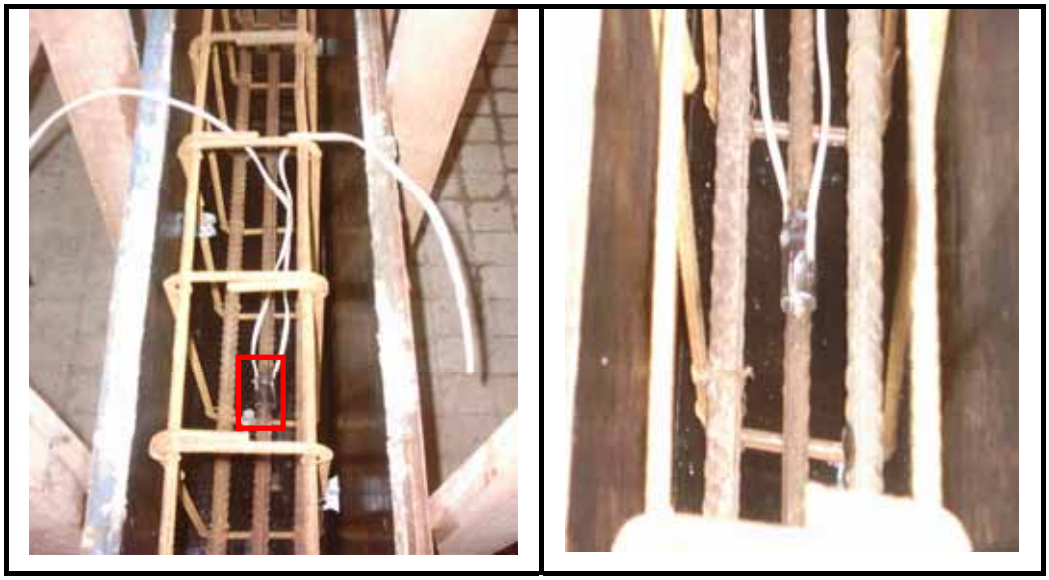


Figura 3.18 – Extensômetros colados nas barras de aço das vigas REF1, REF2, V1R e V2R.

3.4.2.2 Extensômetro Mecânico

As deformações de compressão no concreto foram medidas por meio de extensômetro mecânico com base de medição de 100 mm e precisão de 0,001mm. Em todas as vigas, as deformações longitudinais foram medidas na seção situada a 130 mm do meio do vão, visando o afastamento da região da viga sob a placa de carregamento, onde ocorre um estado múltiplo de tensões. As medições foram realizadas em quatro níveis, e utilizaram-se chapas de cobre coladas na superfície do concreto como base de medição (ver figuras 3.19 e 3.20).

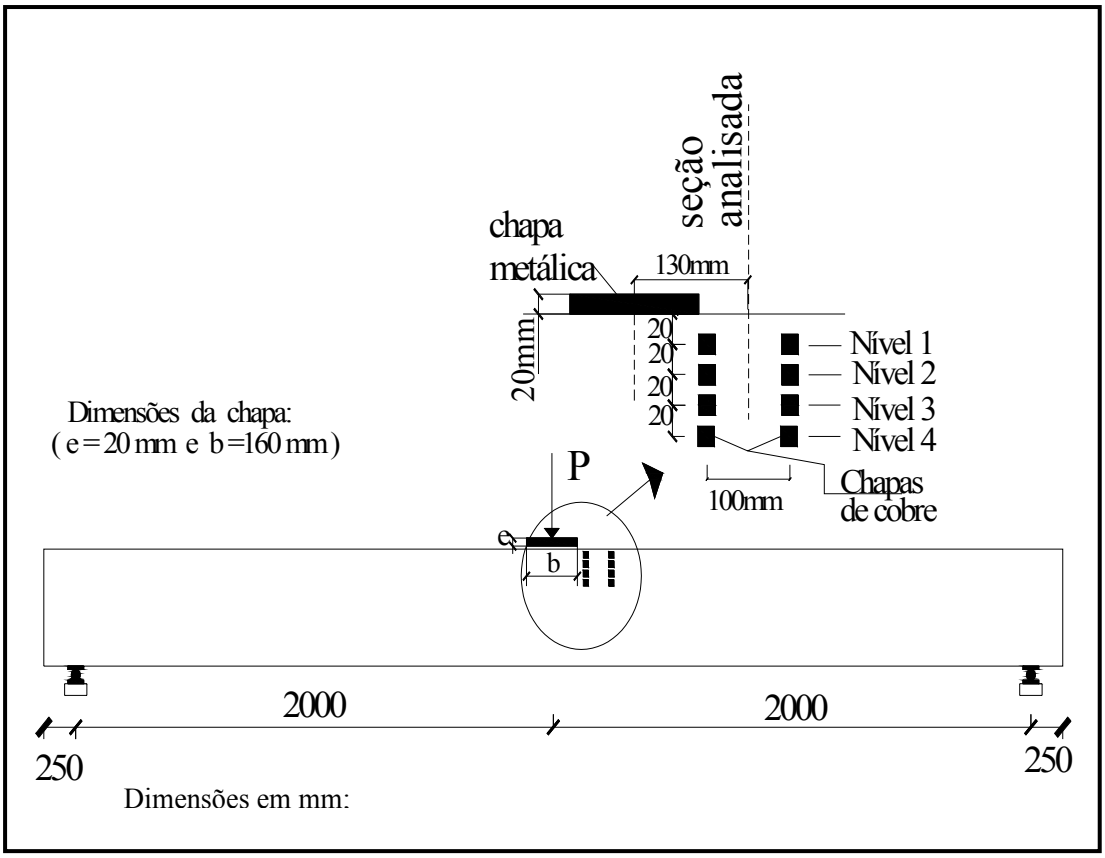


Figura 3.19 – Posicionamento das chapas de cobre para medição da deformação do concreto.

Figura 3.20 – Detalhe das chapas de cobre coladas nas vigas para medição com extensômetro mecânico.

3.4.2.3 Deflectômetros Elétricos

Os deslocamentos verticais das quatro vigas ensaiadas foram medidos com dois deflectômetros elétricos com curso de 100 mm, nas seções a 150 mm do meio do vão (ver figuras 3.21 e 3.22). Para um desses deflectômetros, o registro dos dados foi contínuo com o uso de um plotter HP 7090A. A constante de calibração (k) deste deflectômetro é igual a 0,0319 mm/10^{-6}. Já o outro deflectômetro, com constante de calibração (k) igual a 0,0320 mm/10^{-6}, foi ligado ao sistema de aquisição automática de dados.

Os deflectômetros não foram posicionados no meio do vão porque nessa seção estava montado o sistema de aplicação de carga na face superior da viga, e para evitar danificá-los, optou-se por não instalá-los abaixo da viga.

O posicionamento dos deflectômetros utilizados é mostrado nas figuras 3.21 e 3.22.

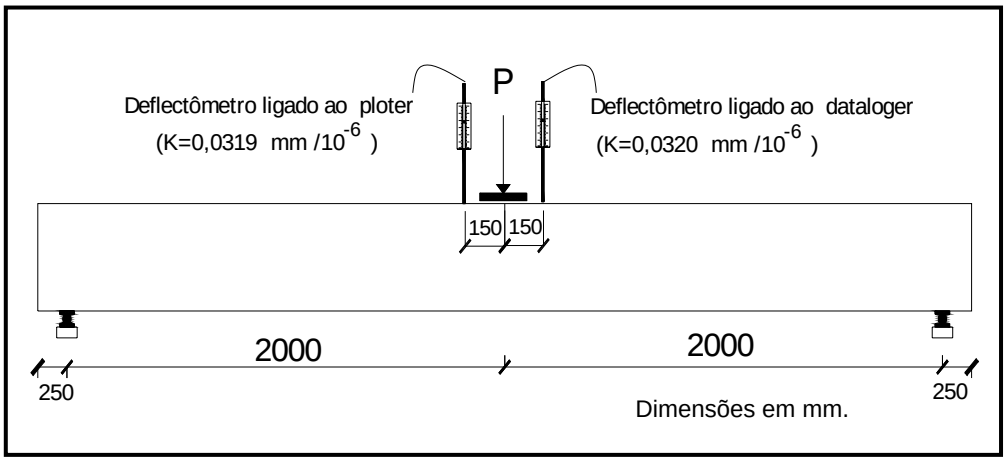


Figura 3.21 – Posição dos deflectômetros para medição das flechas nas vigas ensaiadas.

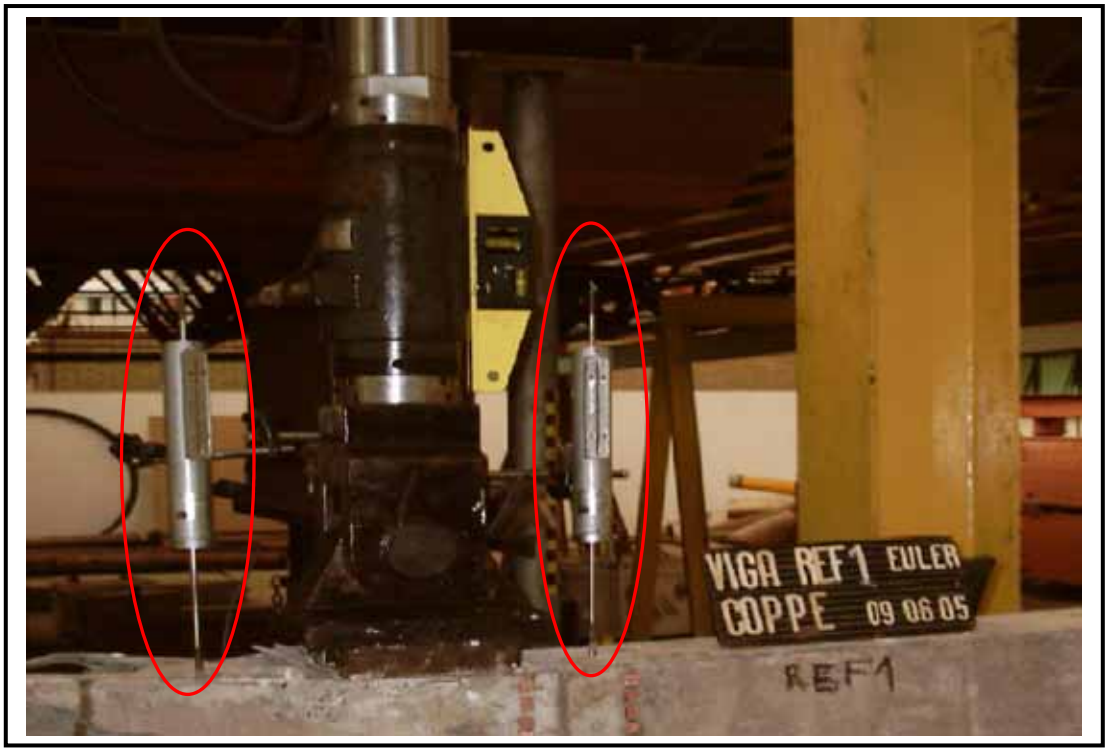


Figura 3.22 – Deflectômetros elétricos utilizados nos ensaios.

3.5 EXECUÇÃO DO REFORÇO

Os talões de concreto armado, que constituíram o reforço de flexão das vigas V1R e V2R, foram concretados em uma só etapa e na posição vertical. Foi necessária a montagem de duas fôrmas para o reforço.

As fôrmas utilizadas para a confecção do reforço foram feitas com o mesmo material usado nas fôrmas das vigas, ou seja, compensado plastificado de madeira (espessura de 20 mm). As laterais da fôrma foram travadas com placas do mesmo compensado, fixadas com pregos. Nas figuras 3.23 e 3.24 são mostradas as fôrmas usadas para concretagem dos reforços.

Figura 3.23 – Fôrmas usadas no reforço das vigas V1R e V2R.

Figura 3.24 – Fôrmas do reforço; travamento com placas de compensado no fundo e nas laterais.

As vigas V1R e V2R, antes de serem reforçadas, foram pré–fissuradas e, em seguida, apicoadas na região onde haveria ligação com o reforço. O apicoamento foi realizado no fundo da viga e nas laterais até o nível de aproximadamente 80 mm a partir do fundo (ver figura 3.26), ao longo do comprimento de 3840 mm.

O preparo da superfície da viga para receber o reforço foi realizado com uma talhadeira elétrica tipo EHB 10/220 de potência 1,1kW da WACKER-WERKE. A figura 3.25 mostra o emprego deste equipamento no apicoamento da face inferior de uma das duas vigas reforçadas. A profundidade do apicoamento foi de aproximadamente 15 mm, possibilitando a visualização das armaduras internas da viga (longitudinais de tração e transversal).

Figura 3.25 – Apicoamento com talhadeira elétrica no fundo de uma das vigas reforçadas.

Figura 3.26 – Região da face lateral da viga submetida ao apicoamento.

Os chumbadores foram fixados na zona submetida ao apicoamento das laterais das vigas, conforme mostrado na figura 3.14. A figura 3.27 apresenta alguns detalhes da operação de fixação e o posicionamento destes parafusos.

(a) (b)

Figura 3.27 – Operação de fixação dos chumbadores nas vigas (a) e chumbadores fixados em um lado da viga (b).

3.5.1 Concretagem

A concretagem do reforço foi realizada em uma só etapa. No reforço de cada viga foi usado concreto de somente uma betonada.

Conforme foi observado em alguns trabalhos resumidos na revisão bibliográfica, nos ensaios de compressão-cisalhamento de prismas compostos com junta diagonal, a superfície seca do concreto da base resulta em aderência eficiente na interface.

Esse fato não é conclusivo uma vez que aspectos que melhor refletem situações práticas de reparo/reforço poderiam ser mais explorados nestes testes, tais como: uma relação nos corpos-de-prova entre a quantidade de concreto do reparo e do concreto antigo, que melhor reflitam a proporção real entre o volume de reforço e o volume da viga reforçada e a reduzida extensão da interface dos prismas, que dificulta a realização de um tratamento da superfície que se aproxime melhor do aplicado às superfícies das vigas reforçadas.

No caso do presente trabalho, onde se observa que o volume do concreto do reforço é bem inferior em relação ao da viga a ser reforçada, além da existência de uma extensa área de contato viga-reforço, a ausência de umidade na superfície do concreto velho pode provocar perda excessiva de água do novo concreto, prejudicando a sua cura e afetando a aderência na ligação viga-reforço.

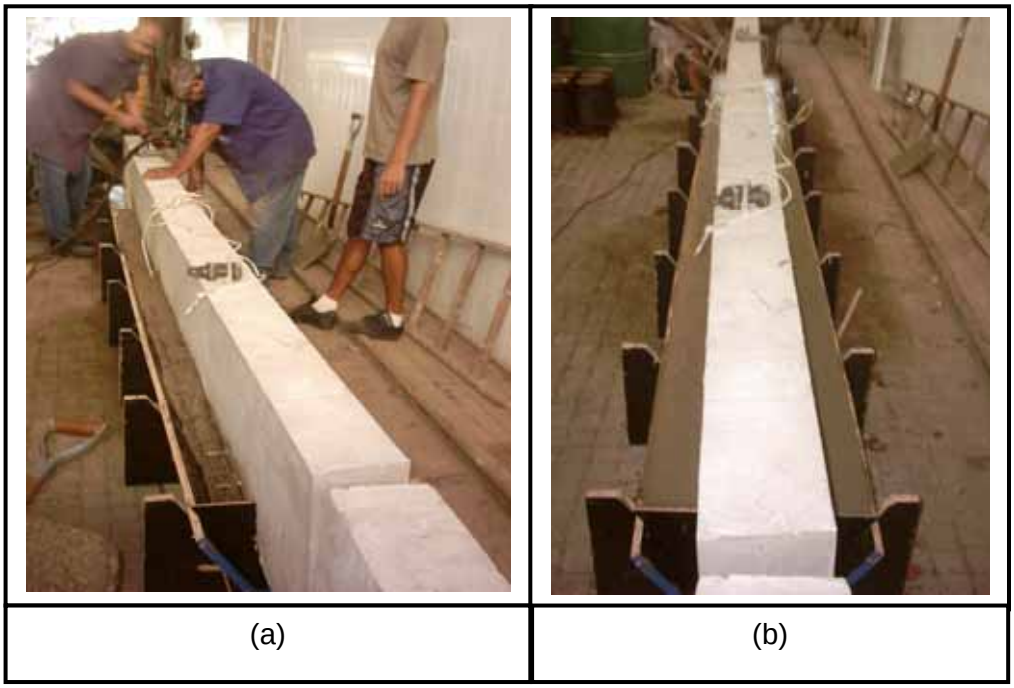
Tendo em vista esse aspecto, alguns instantes antes da concretagem do reforço, a região de contato entre a viga e o reforço foi levemente umedecida com esponja.

O lançamento do concreto foi realizado apenas por um lado da fôrma, até que ocorresse o enchimento de aproximadamente a metade do lado oposto, por onde se efetuou a vibração do concreto no sentido contrário ao seu fluxo na fôrma. Esse procedimento objetivo inibir a existência de vazios na região central do reforço, que seria favorecida se o lançamento do concreto fosse realizado pelos dois lados da fôrma desde o início (ver figura 3.29(a)). Na figura 3.28 é mostrada a fôrma do reforço na posição em que ocorreu a concretagem do mesmo.

.

Figura 3.28 – Fôrma e armadura do reforço, posicionados na viga para concretagem.

A betoneira e o vibrador utilizados nessa concretagem foram os mesmos usados na concretagem das vigas. O mesmo processo de cura e armazenamento dado às vigas e aos corpos-de-prova de concreto das mesmas foi repetido para o concreto do reforço e seus respectivos corpos-de-prova. A figura 3.29 mostra o procedimento de concretagem do reforço



(a) (b)

Figura 3.29 - Detalhe da concretagem do reforço (a) e reforço logo após a concretagem (b).

3.5.2 Instrumentação

As deformações das barras longitudinais do reforço foram medidas utilizando extensômetros elétricos com base de medição de 5 mm. As seções analisadas, a quantidade de extensômetros utilizados e o sistema de registro das deformações foram os mesmos das barras longitudinais de tração das vigas.

Na figura 3.30 é ilustrada a posição dos extensômetros na armadura do reforço.

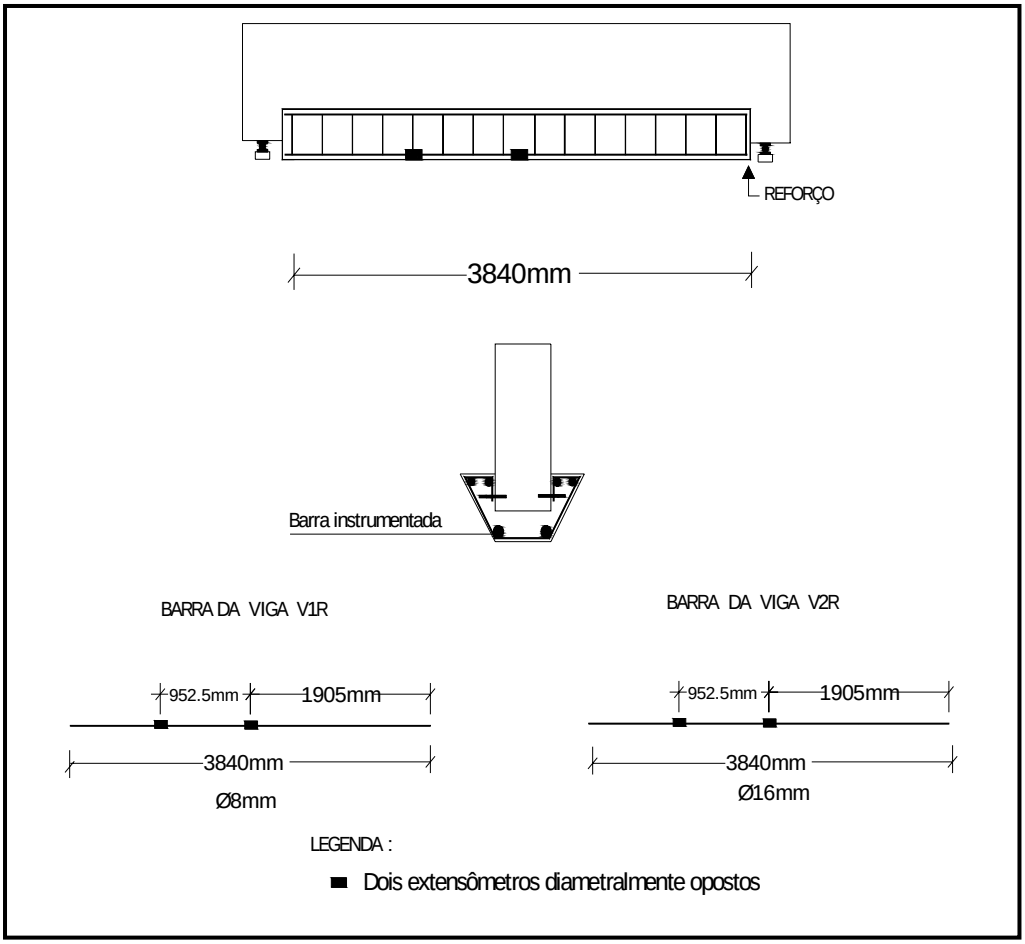


Figura 3.30 – Posição dos extensômetros para medição da deformação na armadura longitudinal do reforço.

3.6 ENSAIO

3.6.1 Montagem

Nos ensaios, as vigas foram posicionadas em um pórtico metálico fixado na laje de reação do Laboratório de Estruturas da COPPE, sobre dois aparelhos de apoio, sendo um do 1º gênero e outro do 2º gênero.

As cargas foram aplicadas por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN, fixado no pórtico e ligado ao sistema de controle de carga e deslocamento MTS. Entre a viga e o macaco, foi colocada uma chapa metálica de 160 mm x 160 mm x 20 mm. O esquema de ensaio das vigas é apresentado nas figuras 3.31 e 3.32.

Depois de posicionada no pórtico, cada viga ensaiada recebeu as chapas de cobre, que foram coladas para serem utilizadas como base de medição das deformações de compressão do concreto. Posteriormente, foi feita a conexão dos fios dos extensômetros e deflectômetros ao sistema de aquisição automática de dados ou ao ploter. Todos os extensômetros elétricos das barras de aço foram ligados ao datalogger; um deflectômetro foi conectado ao ploter e outro ao “datalogger”.

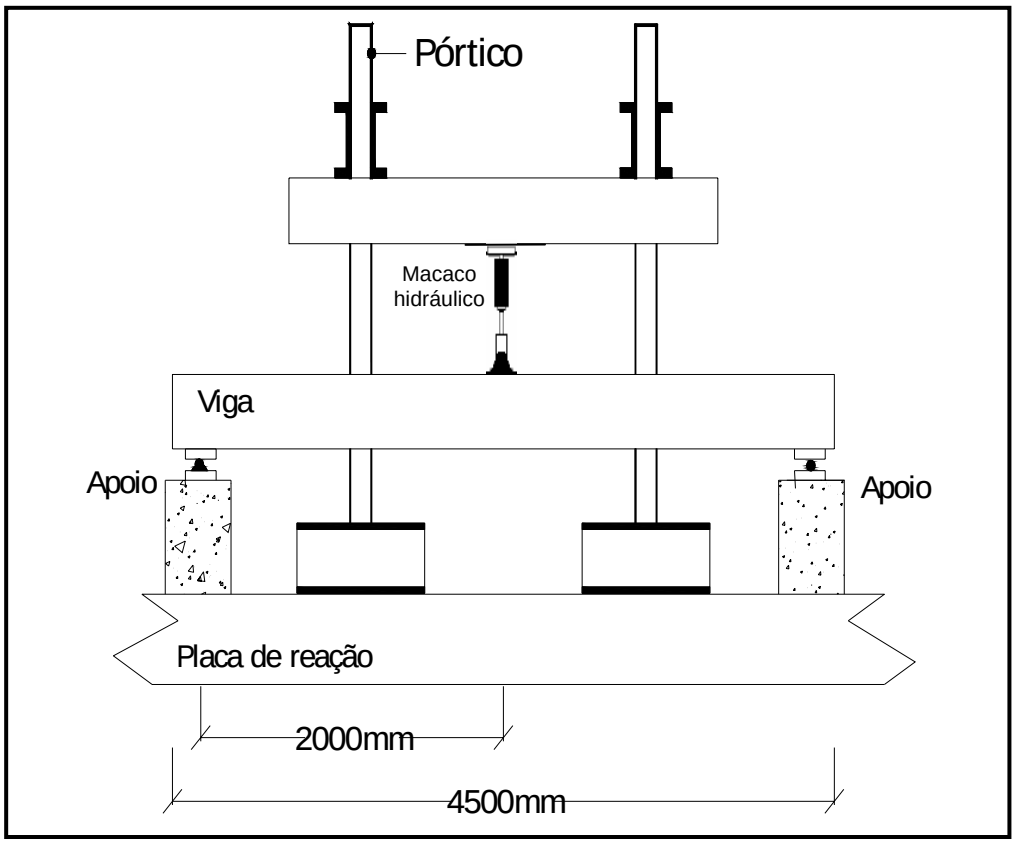


Figura 3.31 – Esquema de ensaio.

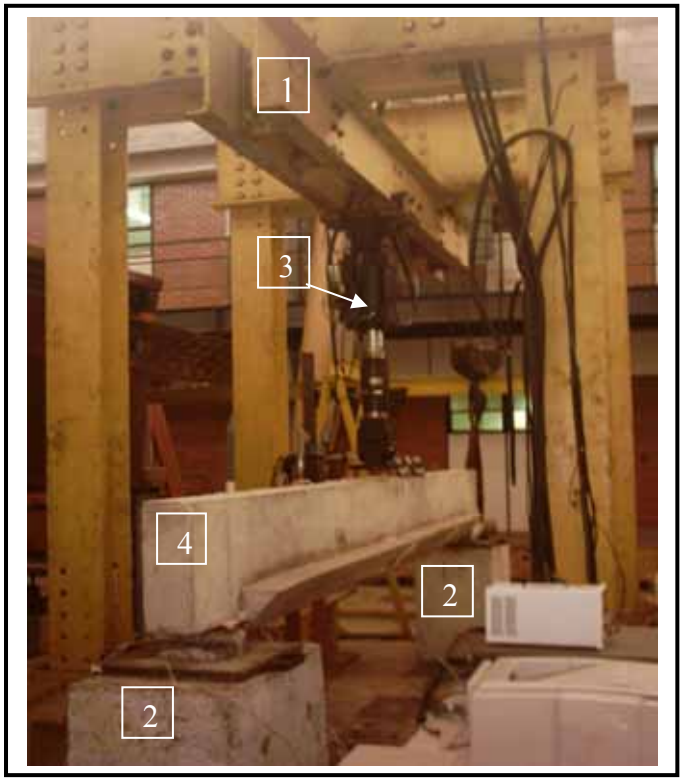


Figura 3.32 – Elementos do esquema de ensaio de uma viga: pórtico (1), apoios (2), macaco hidráulico (3) e viga (4).

3.6.2 Execução do Ensaio

As vigas REF1 e REF2 foram ensaiadas em um único ciclo de carregamento. Na viga REF1, a carga foi aplicada em incrementos de 10 kN até a ruptura. Já na viga REF2, foram feitos incrementos de carga de 20 kN, até cerca de 90% da carga de ruptura teórica (ver item 4.2). A partir daí os incrementos de carga passaram para 10 kN.

As vigas V1R e V2R foram submetidas a dois ensaios. No primeiro houve dois ciclos de carregamento, para pré-fissuração. No segundo ensaio, realizado com as vigas já reforçadas, as vigas foram carregadas até a ruína.

Na pré-fissuração das vigas V1R e V2R, o primeiro ciclo de carregamento foi efetuado em incrementos de carga de 10 kN até uma carga de aproximadamente 80% da carga de ruptura teórica (ver item 4.3). Alcançado esse nível de carga, as vigas foram totalmente descarregadas. Logo em seguida, iniciou-se o segundo ciclo de carregamento, da carga zero ao valor máximo de carga aplicado no ciclo no anterior. Ao final desse segundo ciclo as vigas foram descarregadas.

O procedimento de reforçar as vigas sem estarem sob carga não representou as situações da prática, mas facilitou a execução do reforço e possibilitou avaliar a eficiência do reforço com a interface viga-reforço estando sob um estado mais rigoroso de tensões cisalhantes do que se o reforço tivesse sido executado sob carga. Uma vez que a resistência de aderência é mobilizada desde o início do carregamento.

No ensaio de ruptura da viga V1R, os incrementos de carga foram de 20 kN até a ruína. Na viga V2R, a carga foi aplicada em incrementos de 20 kN até um valor próximo da carga de ruína teórica. A partir desse valor de carga os incrementos passaram a ser de 10 kN.

A cada incremento de carga, foram realizadas medições de deslocamentos e deformações e marcadas as fissuras existentes. A duração de cada ensaio foi de aproximadamente cinqüenta minutos.

3.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS

As tabelas do apêndice mostram os resultados das medições realizadas durante os ensaios das vigas. Os gráficos baseados nesses resultados são apresentados nas seções seguintes.

Os valores de deformações específicas nas armaduras longitudinais de tração correspondem à média dos valores medidos pelos dois extensômetros diametralmente opostos, instalados em cada seção analisada. A evolução das flechas com o carregamento correspondentes às medições feitas pelos dois deflectômetros é mostrada em alguns gráficos abaixo. Visando possibilitar uma melhor apresentação dos resultados, em alguns casos são plotadas apenas as flechas para as quais foi feito registro contínuo.

3.7.1 Viga REF1

A viga de referência REF1 rompeu à flexão por escoamento da armadura longitudinal de tração, seguido de esmagamento do concreto na seção de momento máximo (ver figura 3.33), sob a carga de 129,5 kN. Nessa viga, as primeiras fissuras perceptíveis visualmente surgiram sob a carga de aproximadamente 40 kN.

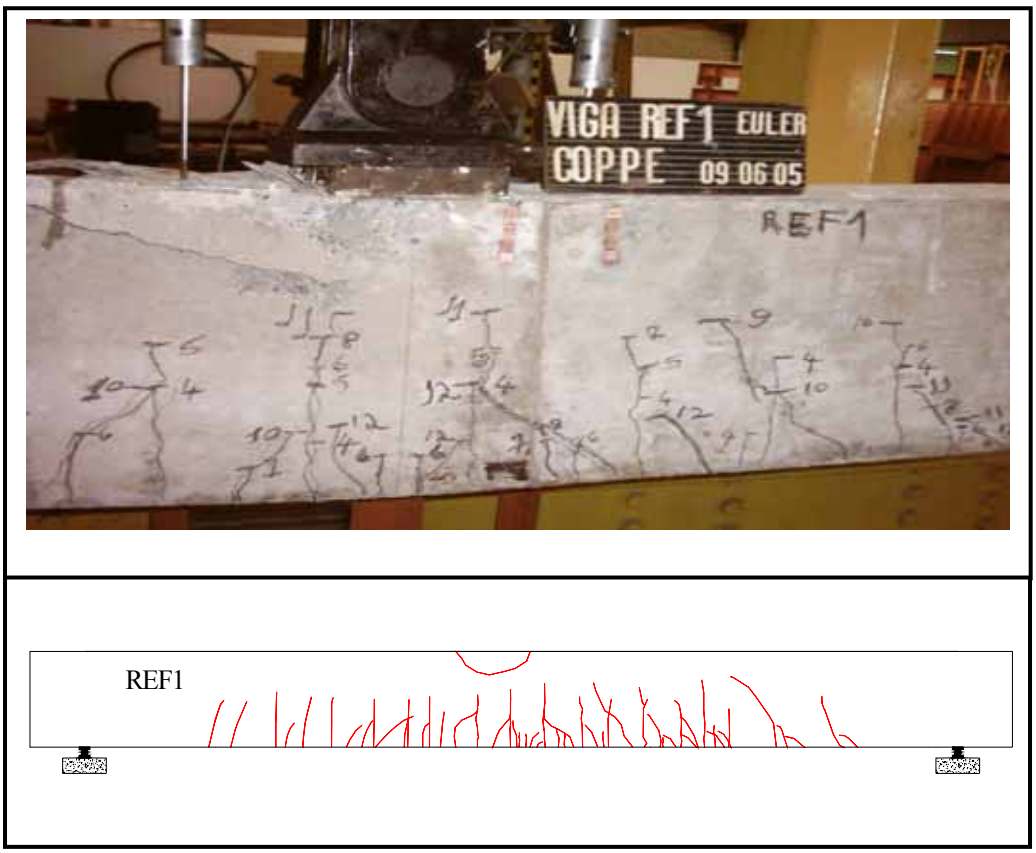
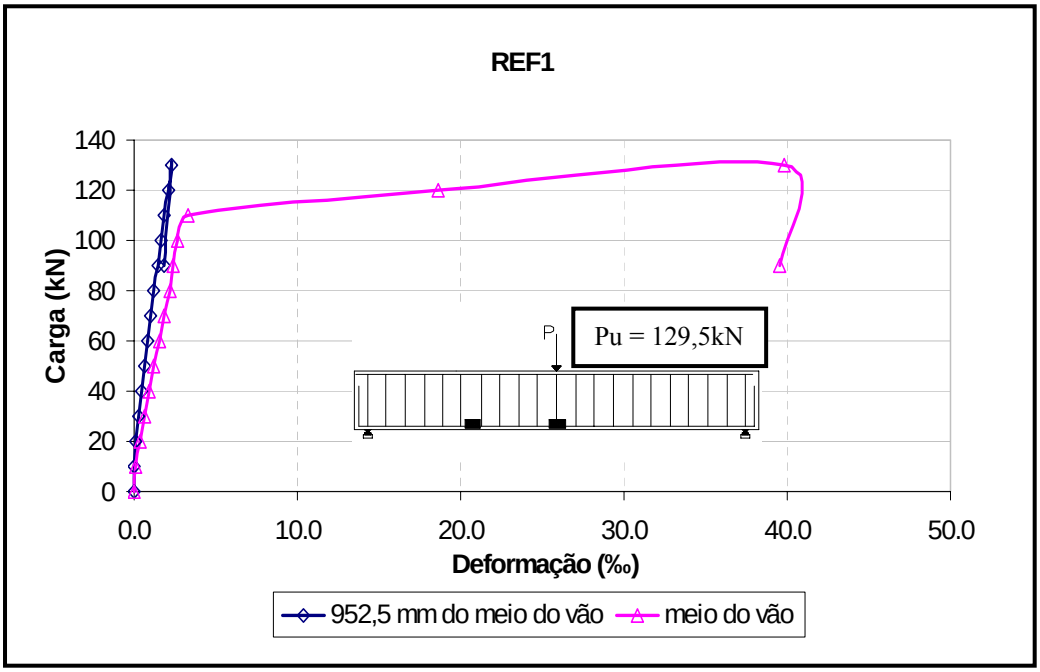


Figura 3.33 – Fissuração e aspecto pós–ruptura da viga REF1.

A armadura longitudinal de tração apresentou uma deformação máxima de aproximadamente 40‰ na seção do meio do vão, na ruptura. Na seção a 952,5 mm do meio do vão, a deformação específica máxima foi em torno de 2,3 ‰. Na figura 3.34 são mostradas as curvas de deformação, ao longo do carregamento, nas seções analisadas da barra de tração da viga REF1.



Figuras 3.34 – Curvas carga–deformação na armadura longitudinal da viga REF1 no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão.

Os gráficos carga-flecha da viga REF1, resultantes das medições realizadas pelos dois deflectômetros, são apresentados na figura 3.35.

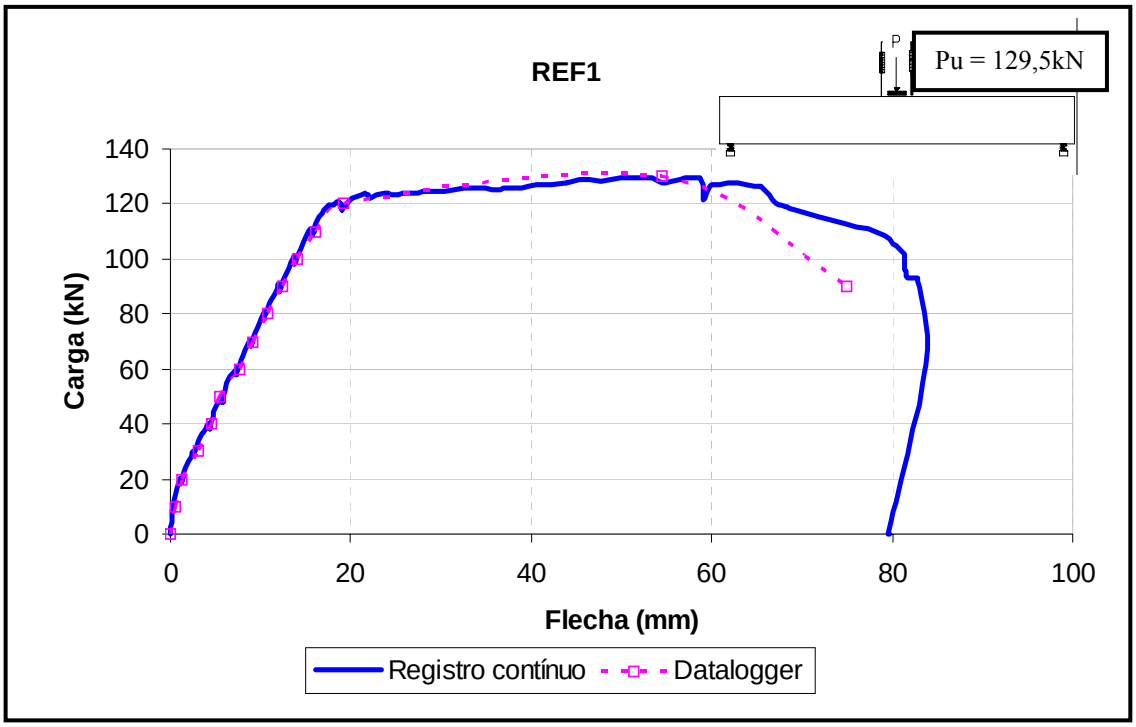


Figura 3.35 – Curvas carga–flecha na seção a 150 mm do meio do vão da viga REF1.

Na figura 3.36, é mostrado o diagrama de deformação longitudinal da seção a 130 mm do meio do vão, para três níveis de carregamento. No traçado desses diagramas, fez-se a aproximação de considerar para deformações no aço as mesmas medidas na seção do meio do vão.

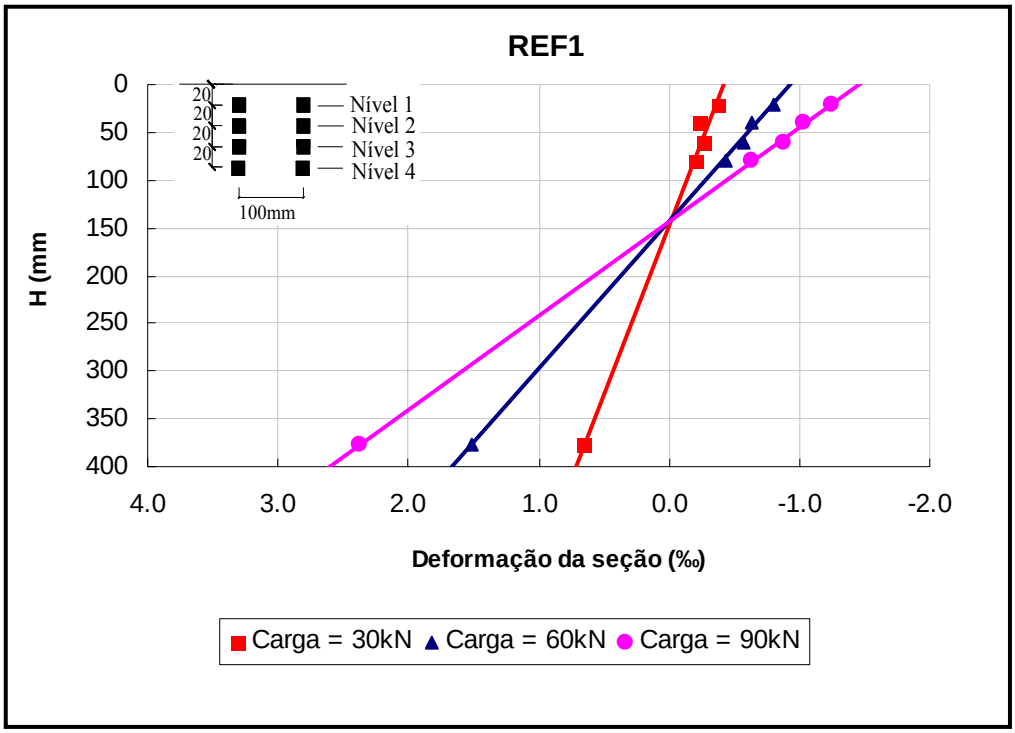


Figura 3.36 – Deformação longitudinal na seção transversal do meio do vão da viga REF1.

3.7.2 Viga REF2

A viga de referência REF2 (taxa de armadura de flexão de aproximadamente o dobro daquela da viga REF1) rompeu à flexão por escoamento da armadura longitudinal tração, seguido de esmagamento do concreto na seção de momento máximo (ver figura 3.37). Sua carga de ruptura foi de 219,3 kN.

A armadura longitudinal de tração apresentou uma deformação específica na ruptura, de aproximadamente 25‰, na seção de momento máximo. Na seção a 952,5 mm do meio do vão, a maior deformação específica observada foi em torno de 2,2 ‰. Na figura 3.38 são mostradas as curvas cargas-deformação na armadura longitudinal da viga REF2.

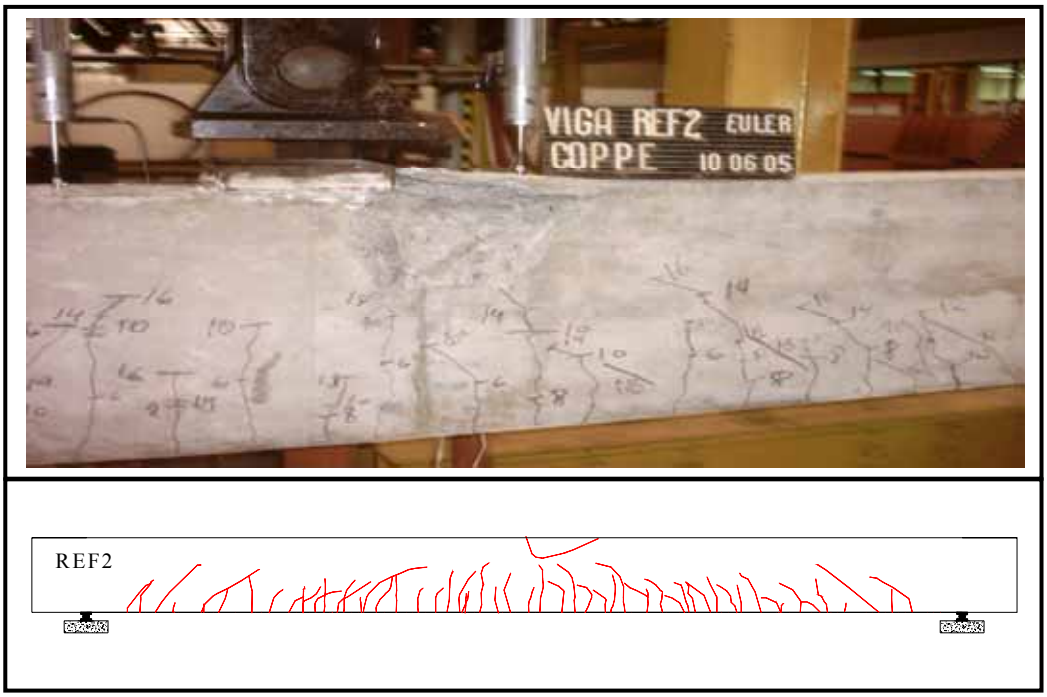
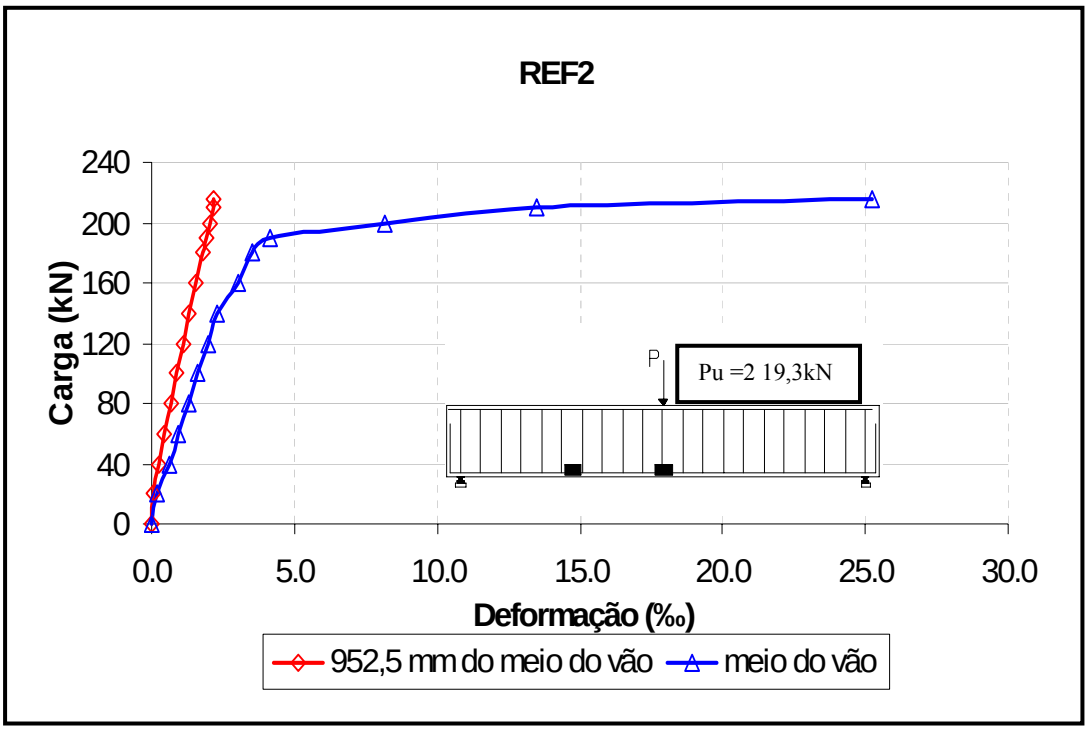


Figura 3.37 – Fissuração e aspecto pós-ruptura da viga REF2.



Figuras 3.38 – Curvas carga–deformação da armadura longitudinal da viga REF2 no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão.

Na figura 3.39, são mostradas as curvas carga-flecha da viga REF2, decorrentes das medições efetuadas pelos dois defletômetros.

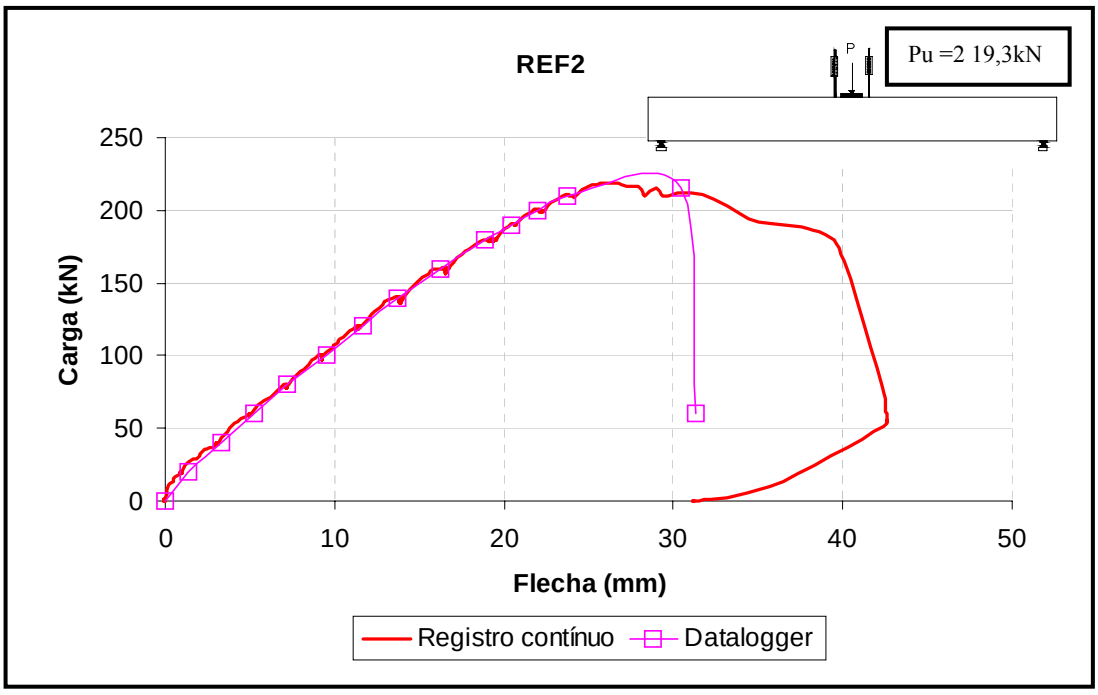


Figura 3.39 – Curvas carga–flecha na seção a 150 mm do meio do vão da viga REF2.

Na figura 3.40 é mostrado o diagrama de deformação longitudinal da seção a 130 mm do meio do vão, em três níveis de carregamento.

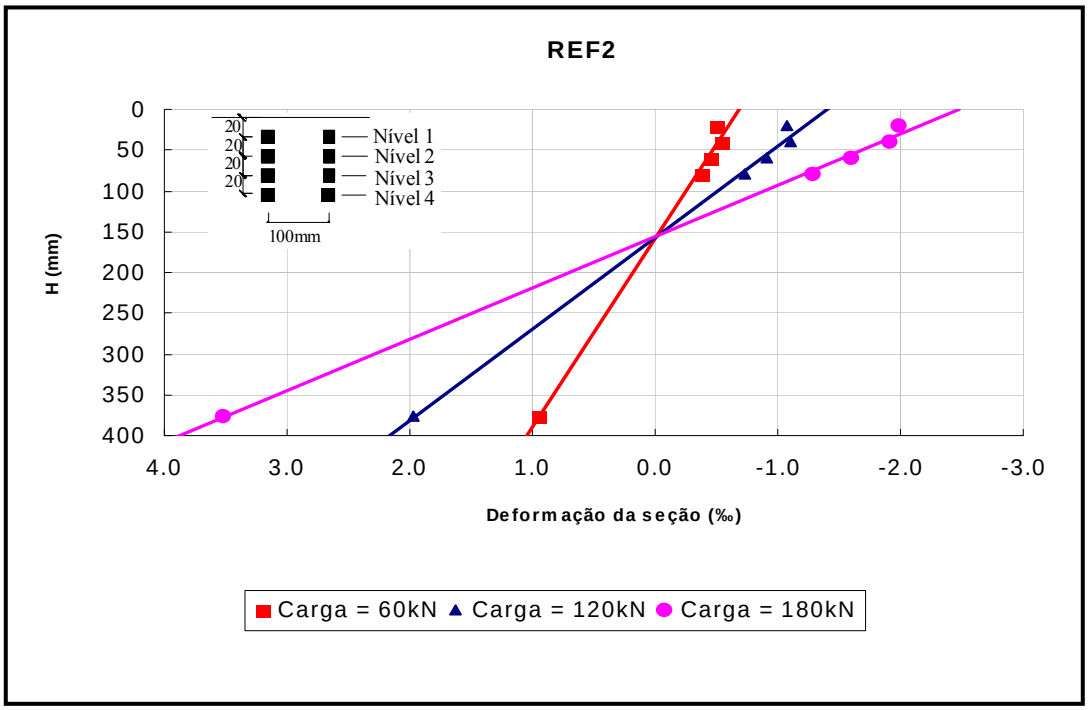


Figura 3.40 – Diagrama da deformação longitudinal na seção transversal a 130 mm do meio do vão da viga REF2.

3.7.3 VIGA V1R

A viga reforçada V1R rompeu à flexão, ocorrendo o escoamento da armadura longitudinal de tração (tanto da viga como do reforço), seguido de esmagamento do concreto na seção de momento máximo (ver figura 3.44). Sua carga de ruptura foi de 186,4 kN, 44% maior que o valor da carga de ruptura da viga não reforçada de referência REF1.

3.7.3.1 Pré-fissuração da Viga V1R

Na pré-fissuração da viga V1R, foram realizados dois ciclos de carregamento, de zero a 80kN (valor próximo de 80% de sua carga de ruptura teórica).

A figura 3.41 mostra a viga V1R sob a carga de 80 kN, no ensaio de pré-fissuração. Nesse nível de carga, a deformação observada na barra longitudinal de

tração, na seção do meio do vão, foi próxima de 2,05‰. Já na seção a 952,5 mm do meio do vão, a deformação chegou ao valor em torno de 1,14‰ (ver figura 3.42).

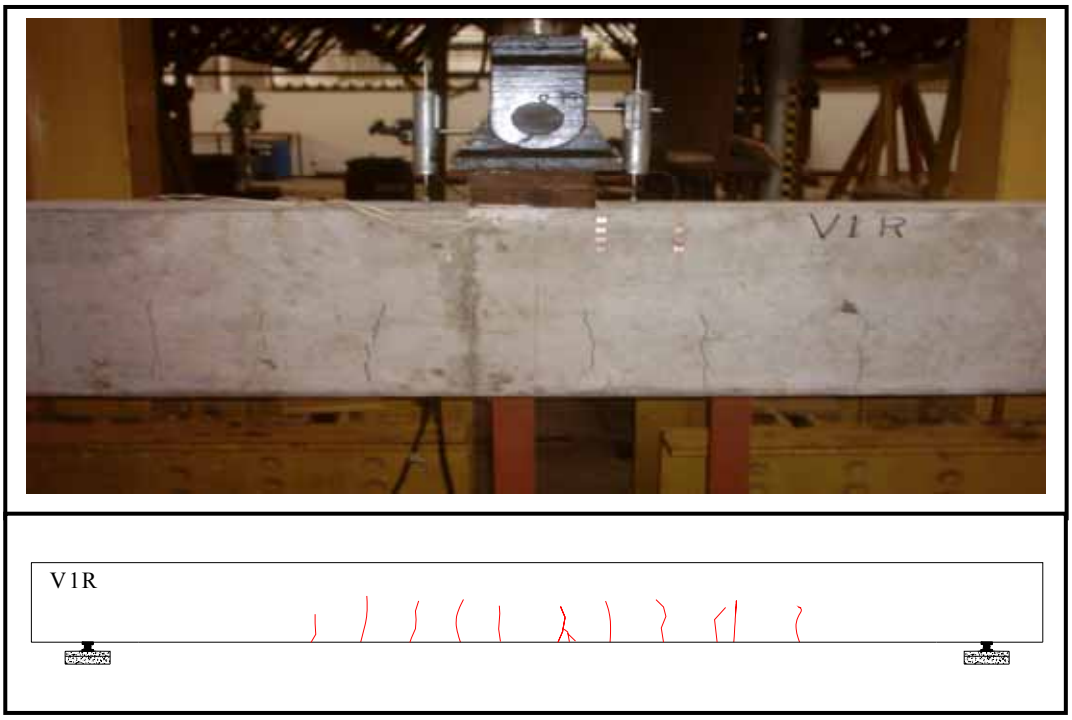


Figura 3.41 – Fissuração da viga V1R sob a carga máxima aplicada no ensaio de pré-fissuração.

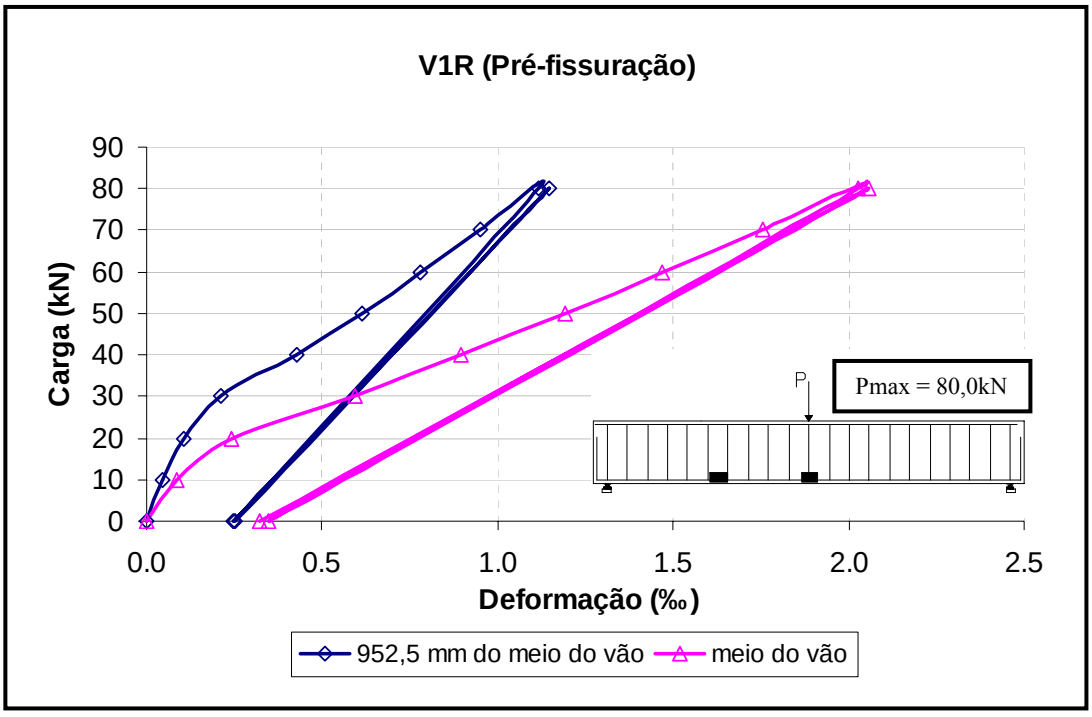


Figura 3.42 – Curvas carga–deformação da armadura longitudinal da Viga V1R no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão (ensaio de pré-fissuração).

As flechas das vigas durante os dois ciclos de carregamento, na seção a 150 mm do meio do vão, são apresentadas na figura 3.43. Na carga de 80kN, a flecha foi de 10,8 mm. Ao final do segundo ciclo de carregamento, foi observada uma flecha residual, medida no deflectômetro de registro contínuo, de 2,55 mm.

Nesse ensaio observou-se ocorrerem apenas fissuras perpendiculares ao eixo da viga, as quais se tornaram perceptíveis visualmente numa carga de aproximadamente 40 kN (ver figura 3.41).

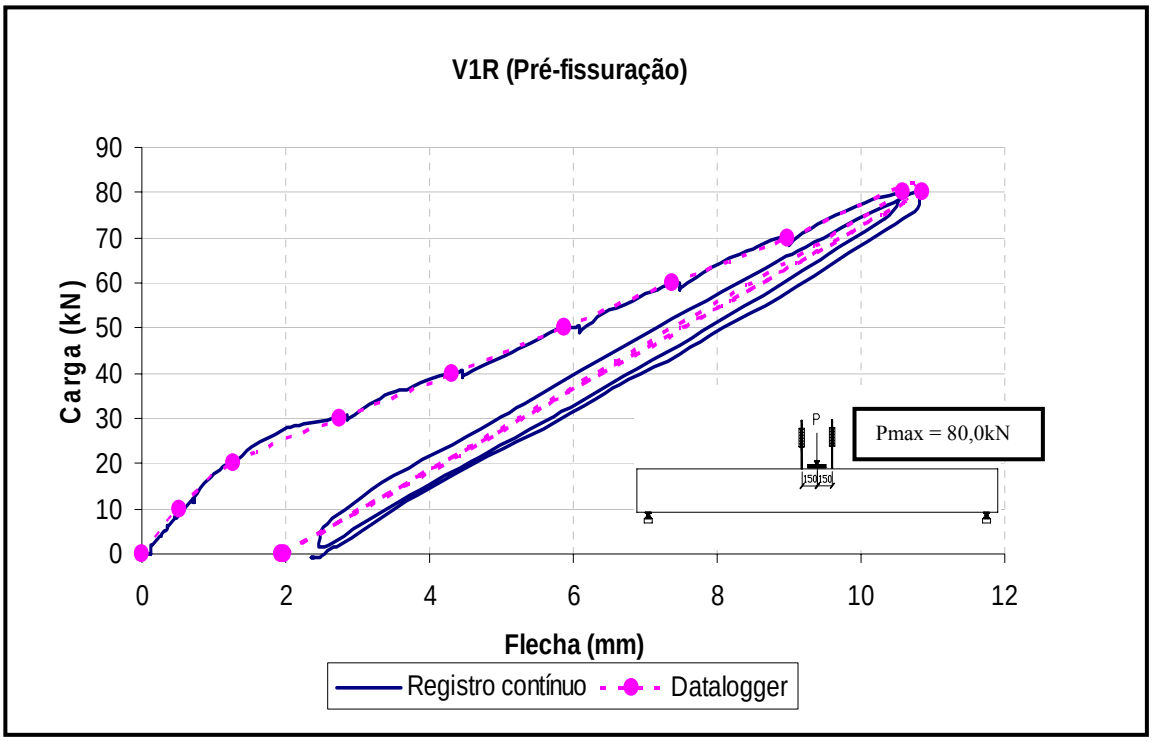


Figura 3.43 – Curvas carga-flecha do ensaio de pré-fissuração da viga V1R (seção a 150 mm do meio do vão).

3.7.3.2 Ruptura da Viga V1R

O ensaio de ruptura da viga V1R foi realizado em apenas um ciclo de carregamento. As primeiras fissuras visíveis no talão do reforço ocorreram próximo à carga de 30 kN e foram perpendiculares ao eixo da viga. Nesse ensaio, não foram observadas fissuras longitudinais na interface viga-reforço. Aliando-se a isto o modo de ruína à flexão em um nível de carga aproximadamente proporcional ao aumento na taxa de armadura de flexão dessa viga em relação à da viga REF1, e ainda o

escoamento da armadura do reforço, têm-se indicadores da existência de uma eficiente aderência na interface.

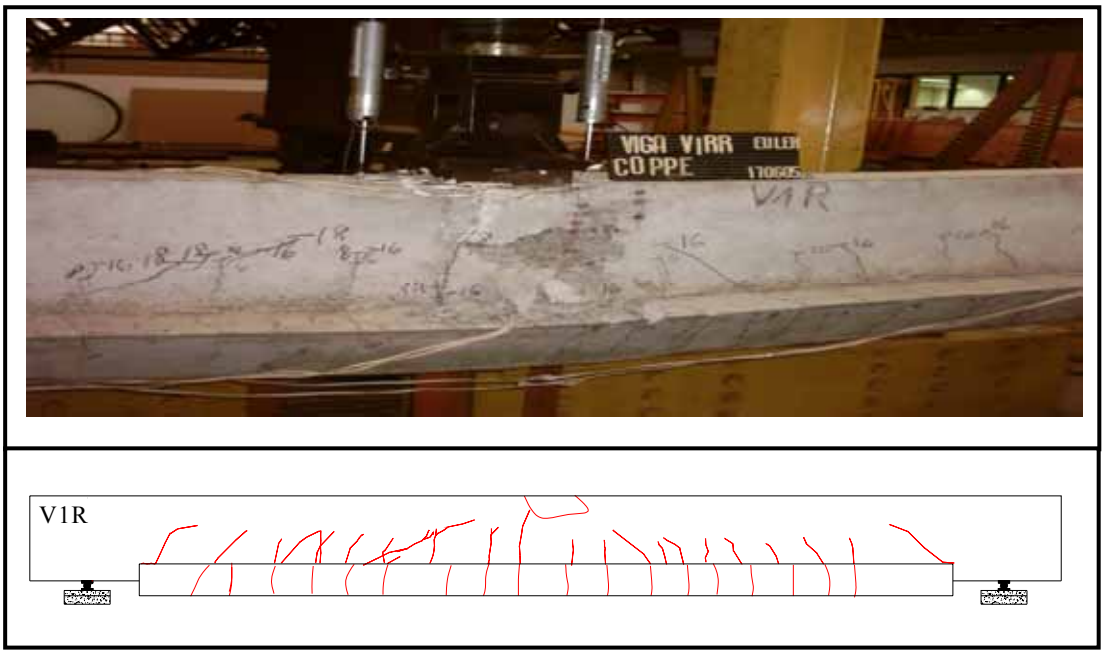


Figura 3.44 – Fissuração e aspecto pós-ruptura da viga V1R.

Na seção do meio do vão, a maior deformação registrada na armadura longitudinal de tração foi de aproximadamente 18,0 ‰, na viga, e 12 ‰, no reforço; ambas na carga de 180 kN (ver figura 3.45).

As deformações máximas atingidas, na seção a 952,5 mm, foram próximas de 2,3 ‰, na viga, e 2,44‰, no reforço, conforme se constata na figura 3.46.

As deformações após o reforço na viga original são menores que na pré-fissuração, o que pode ser notado nas figuras 3.45 e 3.46.

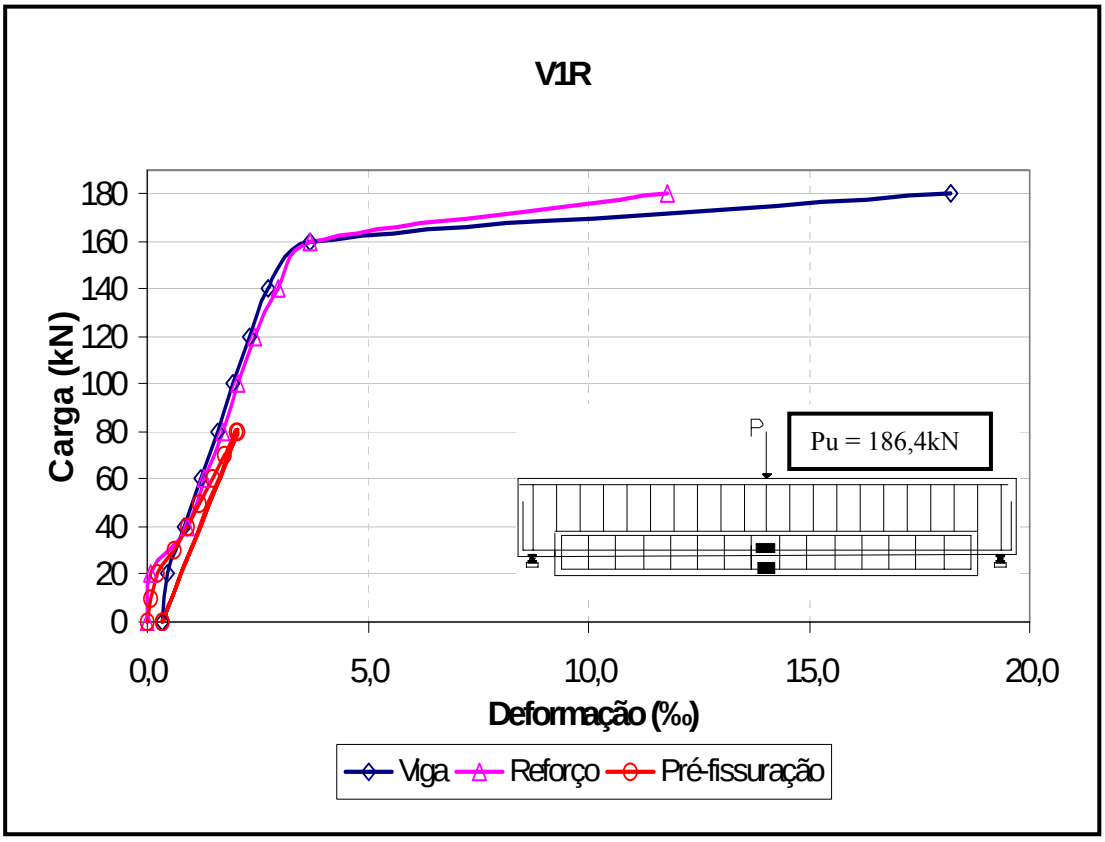


Figura 3.45 – Curvas carga-deformação das barras longitudinais da viga e do reforço de V1R, na seção do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e de ruptura).

Nota–se na figura 3.47 que a partir da carga de 160 kN, foram registrados valores de deformações nas barras do reforço menores que na barra interna da viga, contrariando o conceito de seções planas. Este comportamento das curvas referente aos aços da viga e do reforço pode ter sido provocado devido ao posicionamento dos mesmos em relação às fissuras. Quando as fissuras atravessam os extensômetros as deformações medidas pelos mesmos tendem a aumentarem.

A figura 3.47 apresenta a curva carga-flecha da viga nos três ciclos de carregamento, ou seja, no ensaio de pré-fissuração e de ruptura da viga reforçada. Esses valores de flechas correspondem às medições realizadas pelo deflectômetro de registro contínuo.

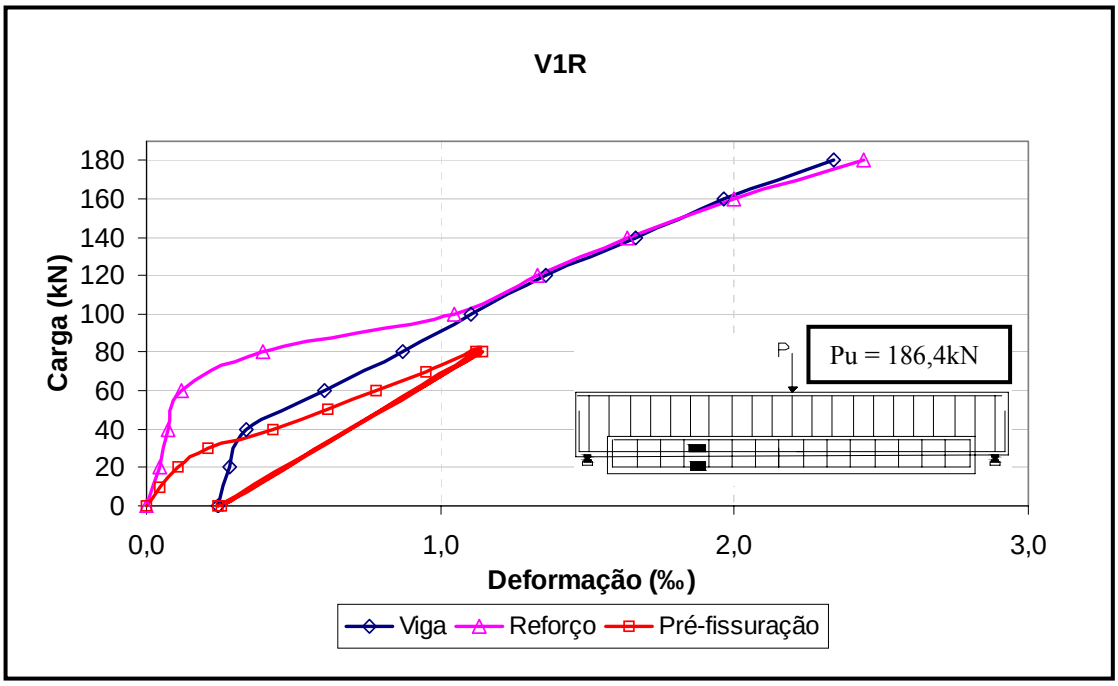


Figura 3.46 – Curvas carga-deformação das barras longitudinais interna e do reforço da viga V1R, na seção a 952,5 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e ruptura).

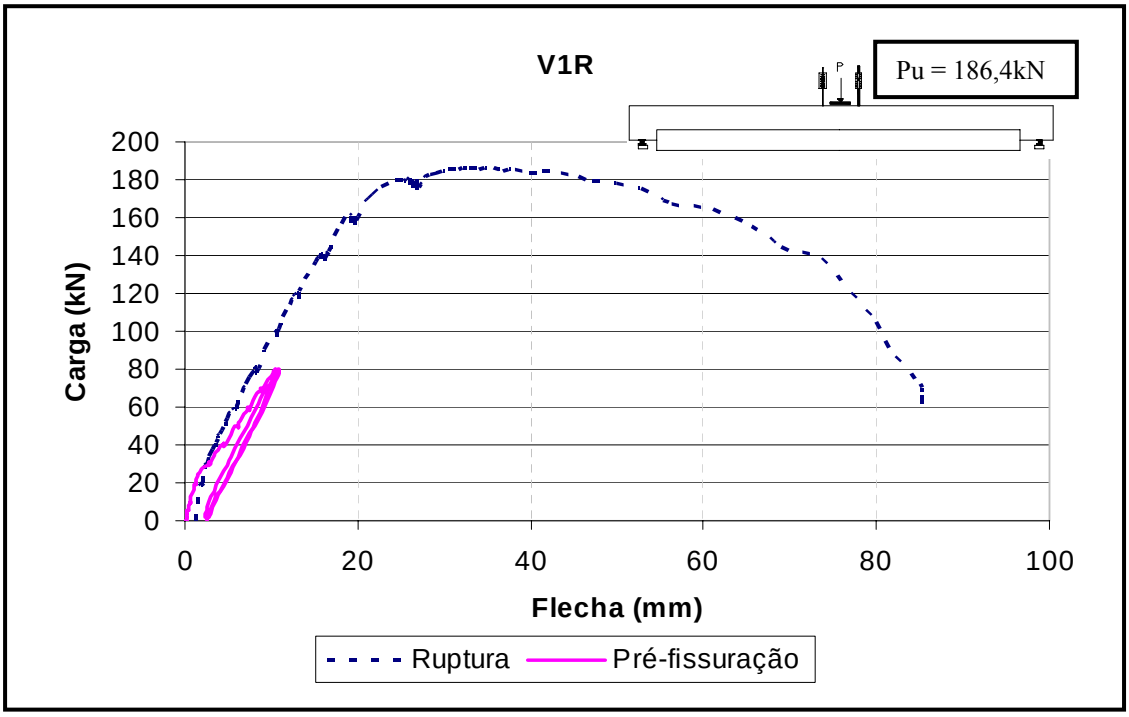


Figura 3.47 – Curvas carga-flecha da viga V1R na seção a 150 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e ruptura).

A figura 3.48 mostra o diagrama de deformações longitudinais da seção a 130 mm do meio do vão da viga V1R, em duas etapas de carregamento.

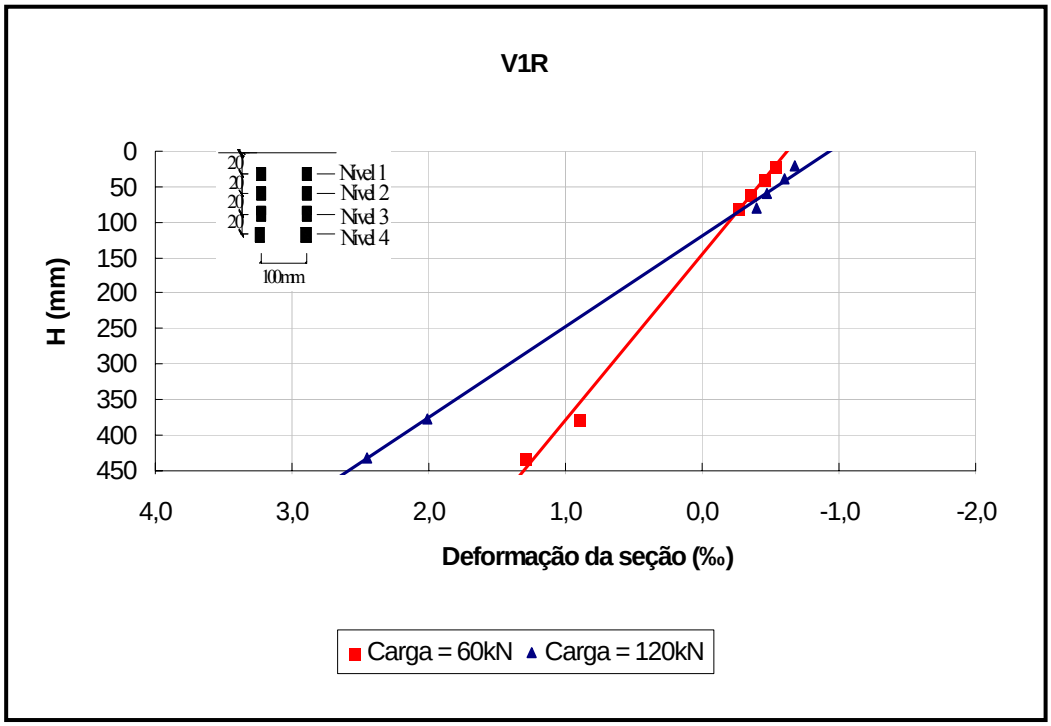


Figura 3.48 – Diagrama das deformações longitudinais da seção transversal a 130 mm do meio do vão, relativas ao ensaio de ruptura da viga V1R.

3.7.4 Viga V2R

A viga rompeu à flexão por escoamento da armadura longitudinal de tração, seguido de esmagamento do concreto na seção de momento máximo. Sua carga de ruptura foi de 234,9kN.

3.7.4.1 Pré-fissuração da Viga V2R

Na pré-fissuração da viga V2R, foram realizados dois ciclos de carregamento de zero a 80 kN.

Análogo ao que se observou na pré-fissuração da viga V1R, ocorreram apenas fissuras perpendiculares ao eixo da viga.

Na figura 3.49, é mostrada a viga V2R após o ensaio de pré-fissuração.

As deformações máximas observadas na barra longitudinal de tração, na seção do meio do vão (2,09‰) e a 952,5 mm do meio vão (1,07‰), foram próximas às observadas na pré-fissuração da viga V1R. A figura 3.50 mostra a evolução das deformações na barra longitudinal de tração da V2R, ao longo dos dois ciclos de carregamento do ensaio de pré-fissuração.

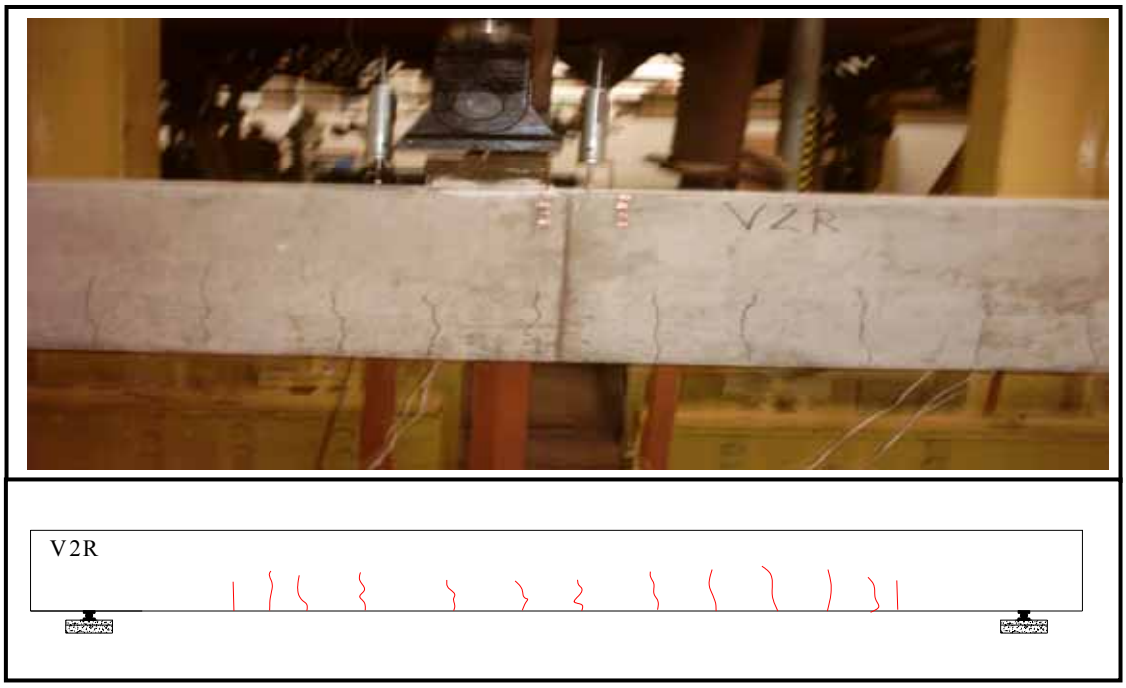


Figura 3.49 – Viga V2R depois do ensaio de pré-fissuração.

As curvas carga–flecha do ensaio de pré-fissuração da viga V2R são mostradas na figura 3.51. A flecha máxima nesse ensaio foi de 10,48 mm, e, ao final do segundo ciclo de carregamento, a flecha residual medida pelo deflectômetro de registro contínuo foi de 2,3 mm.

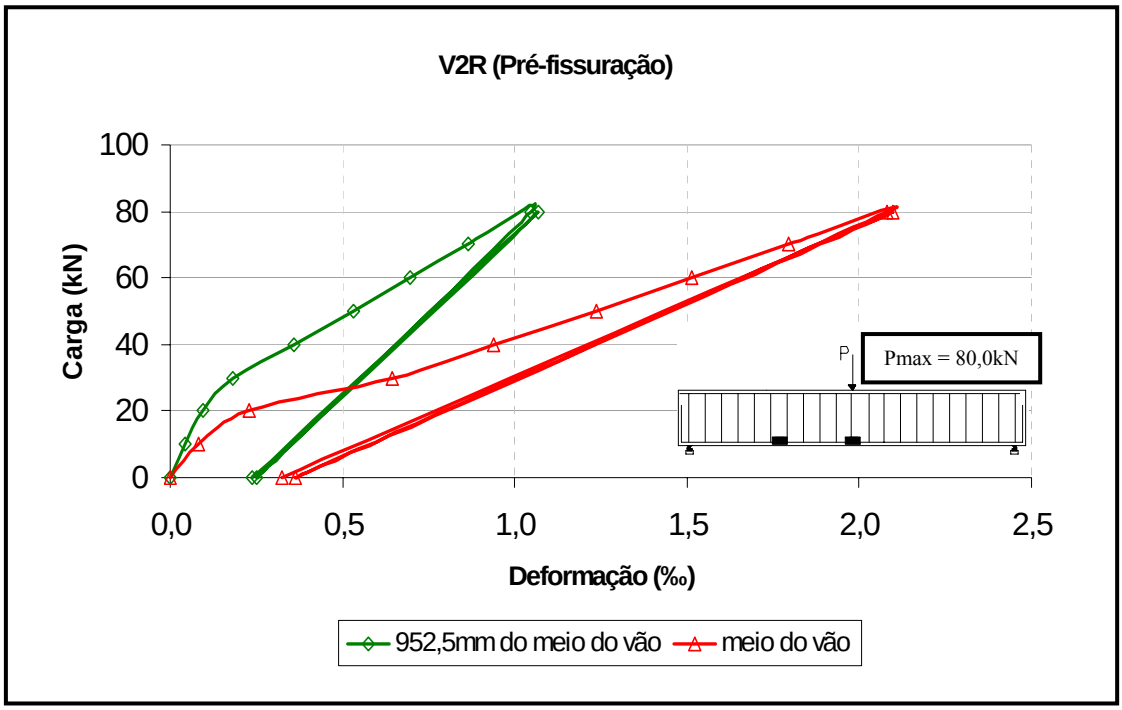


Figura 3.50 – Curvas carga–deformação da armadura longitudinal da Viga V2R no meio do vão e a 952,5 mm do meio do vão (ensaio de pré-fissuração).

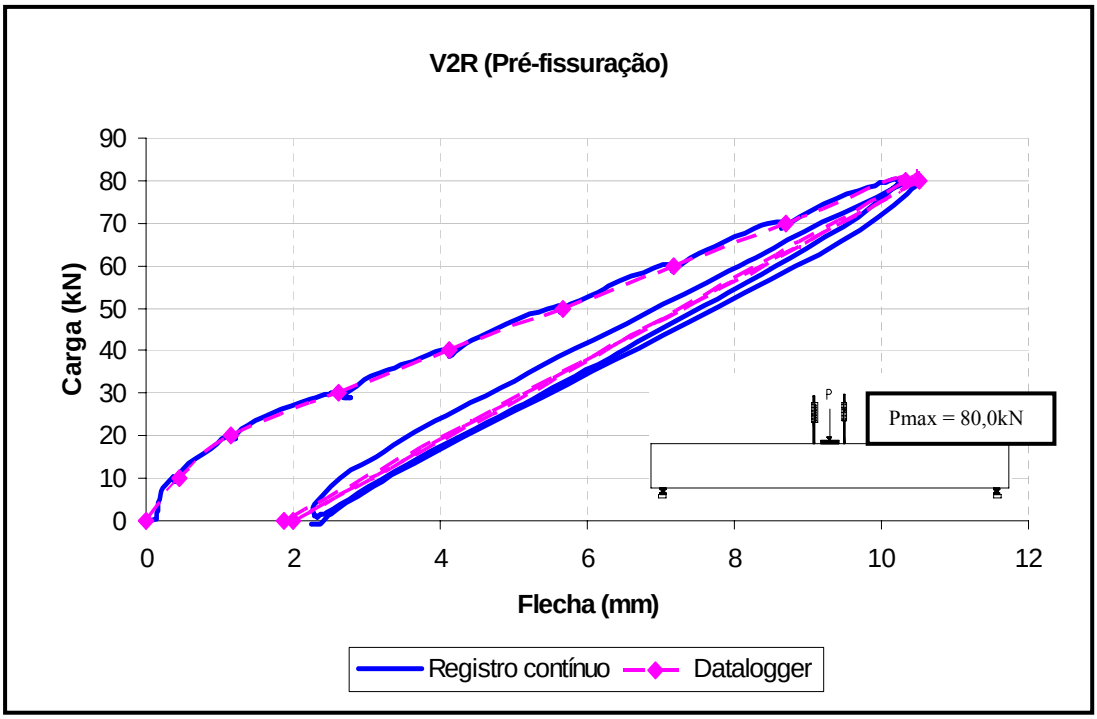


Figura 3.51 – Curvas carga-flecha do ensaio de pré-fissuração da viga V2R (seção a 150 mm do meio do vão).

3.7.4.2 Ruptura da viga V2R

O ensaio de ruptura da viga V2R foi realizado em apenas um ciclo de carregamento. A figura 3.52 mostra a viga V2R após a ruptura. Nesta viga, em virtude de problemas que ocorreram no transporte da mesma, foram originadas algumas fissuras, as quais aparecem na foto da figura 3.524, porém não estão mostradas no esquema dessa mesma figura, onde constam apenas aquelas fissuras que surgiram durante o ensaio.

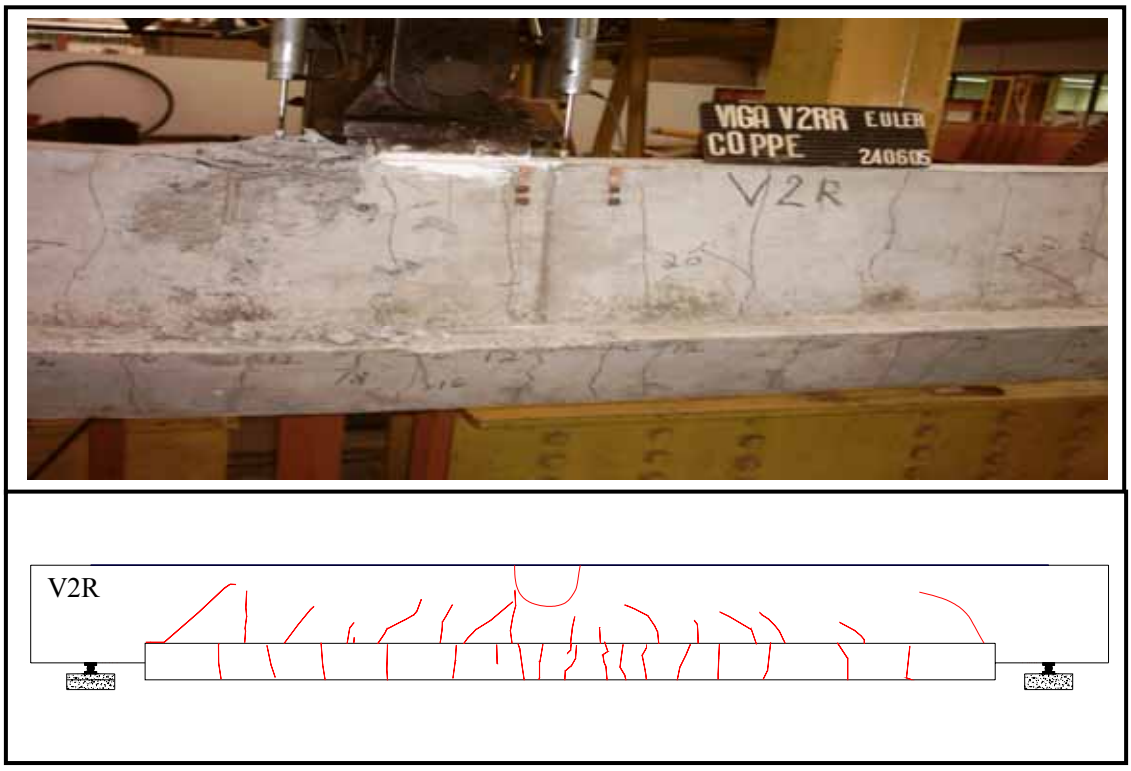


Figura 3.52 – Fissuração e aspecto pós-ruptura da viga V2R.

A deformação na ruptura registrada para o aço tracionado, na seção do meio do vão, foi em torno de 15,0 ‰, na viga, e 12,9 ‰ no reforço. Na seção a 952,5 mm do meio do vão, foram registradas deformações máximas em torno de 2,07 ‰ e 2,4‰, na viga e no reforço, respectivamente. Nas duas seções transversais analisadas, as deformações após o reforço, são menores que na pré-fissuração, o que pode ser constatado nas figuras 3.53 e 3.54.

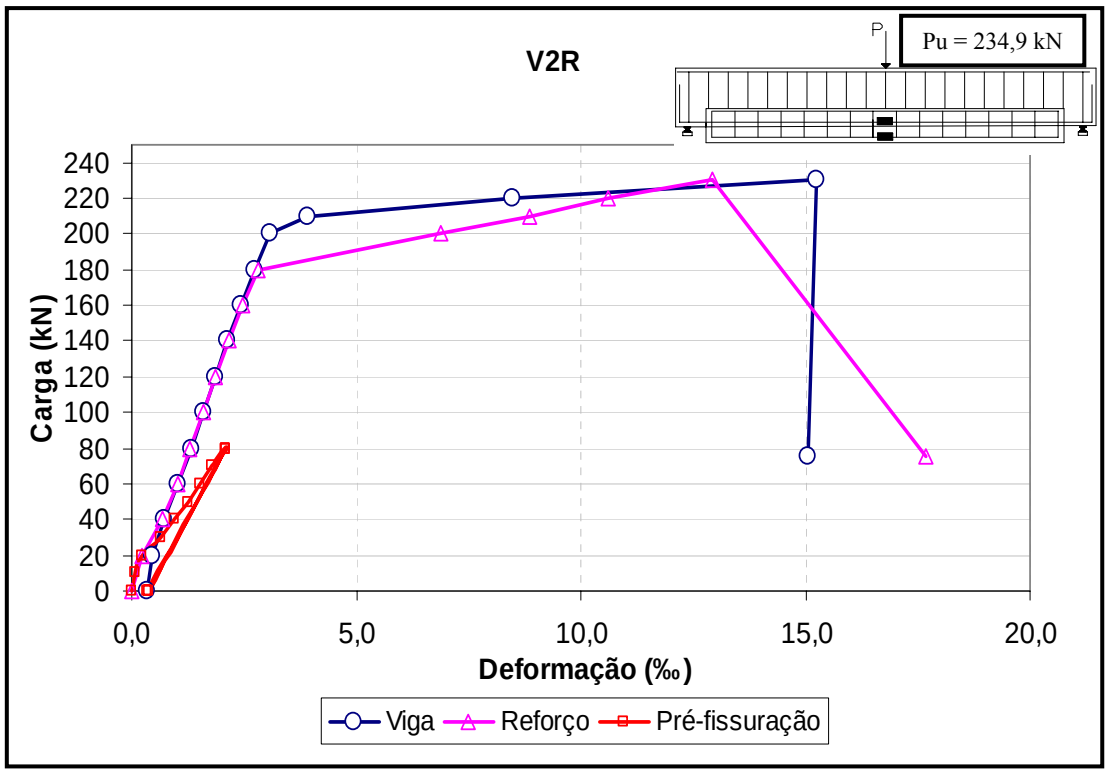


Figura 3.53 – Curvas carga-deformação das barras longitudinais da viga e do reforço da V2R, na seção do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e de ruptura).

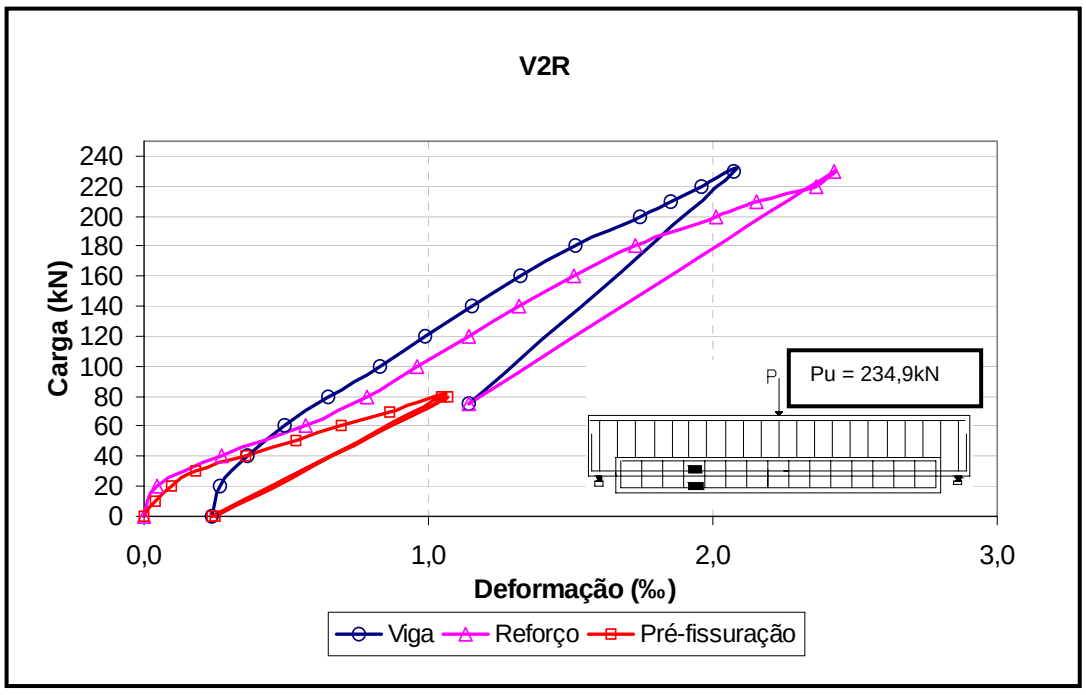


Figura 3.54 – Curvas carga-deformação das barras longitudinais da viga e do reforço da V2R, na seção a 952,5 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e de ruptura).

A figura 3.55 apresenta a curva carga-flecha da viga V2R nos ensaios de pré-fissuração e de ruptura. Os valores de flechas plotados são os obtidos por meio do deflectômetro de registro contínuo.

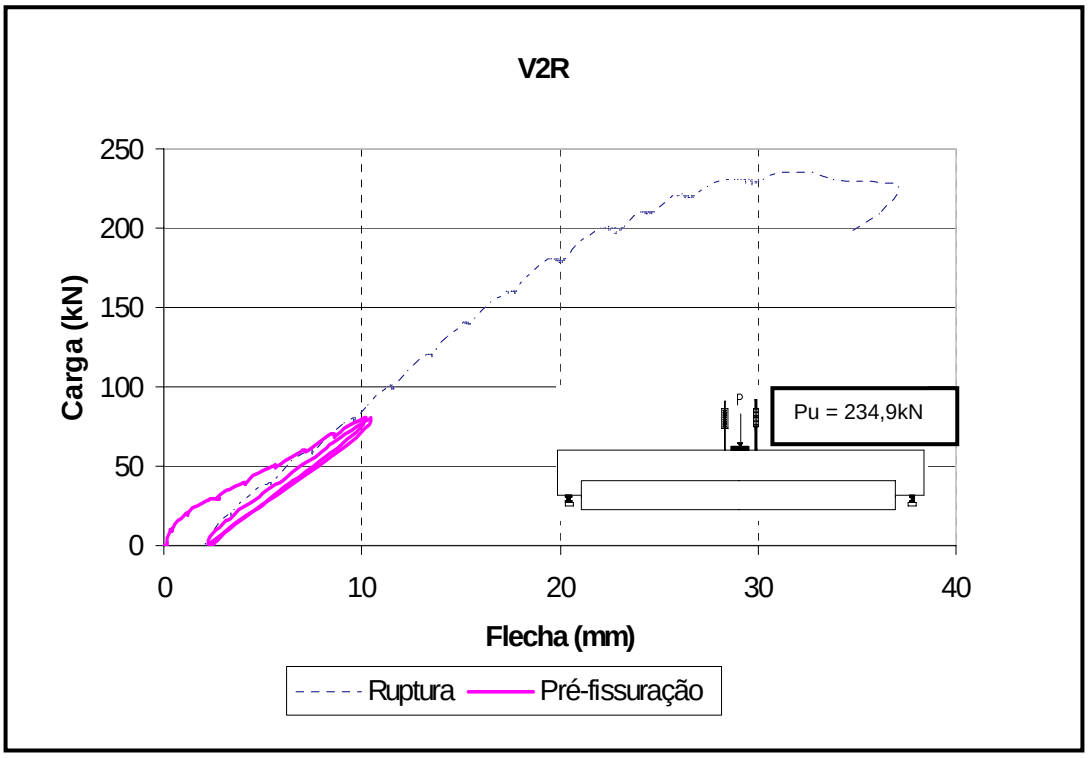


Figura 3.55 – Curvas carga-flecha da viga V2R na seção a 150 mm do meio do vão (ensaios de pré-fissuração e de ruptura).

Na figura 3.56 é apresentado o diagrama de distribuição das deformações longitudinais na seção a 130 mm do meio do vão da viga V2R, em três etapas de carregamento.

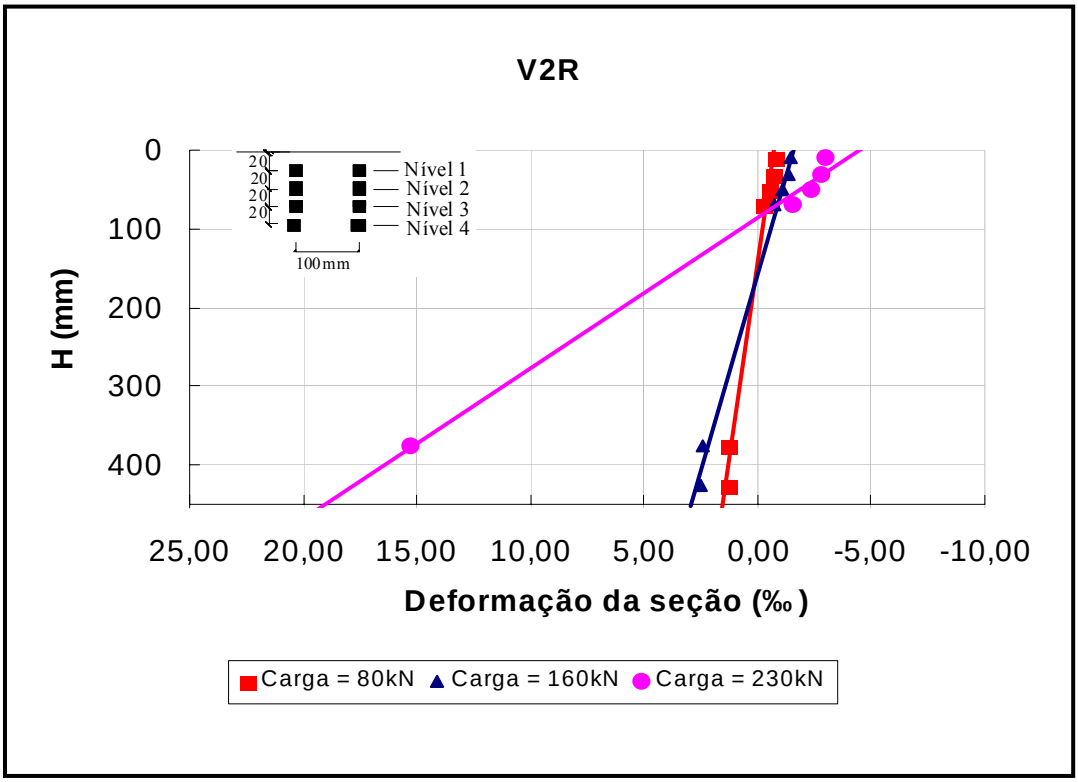


Figura 3.56 – Digrama das deformações longitudinais da seção transversal a 130 mm do meio do vão, no ensaio de ruptura da viga V2R.

Capítulo IV

ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são comparados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental. É também efetuado o cálculo da capacidade resistente à flexão teórica de cada viga. No caso das vigas reforçadas, essa estimativa foi feita para as situações de antes e depois da execução do reforço.

Os resultados teóricos de capacidade de carga são comparados com os obtidos experimentalmente.

As análises dos resultados experimentais foram feitas confrontando-se as vigas reforçadas (V1R e V2R) e as vigas de referência (REF1 e REF2), em termos de flecha, deformação do concreto, deformação das armaduras longitudinais de tração das vigas e dos reforços e carga de ruptura.

É também sistematizado o método de cálculo do reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial.

4.2 RESISTÊNCIA TEÓRICA DAS VIGAS SEM REFORÇO

A partir do diagrama retangular simplificado de tensões de compressão no concreto dado pela NBR-6118(2003), foi calculada a resistência teórica à flexão das vigas, sem reforço.

Assumindo-se as condições de equilíbrio e considerando–se o esquema de carregamento da figura 3.6, tem–se:

$$P = \frac{4M_u}{L} \tag{4.1}$$

onde:

L = vão entre o centro dos apoios

$$M_u = A_s\, fy(d - 0{,}4x) + A_s`f_y(0{,}4x - d´) \tag{4.2}$$

M_u = Momento resistente da seção

$$x = \frac{A_s f_y - A_s`fy}{0{,}85\, f_c\, 0{,}8b} \tag{4.3}$$

onde:

x = Altura da linha neutra;

A_s = Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

$A_S`$ = Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

d = altura efetiva da viga.

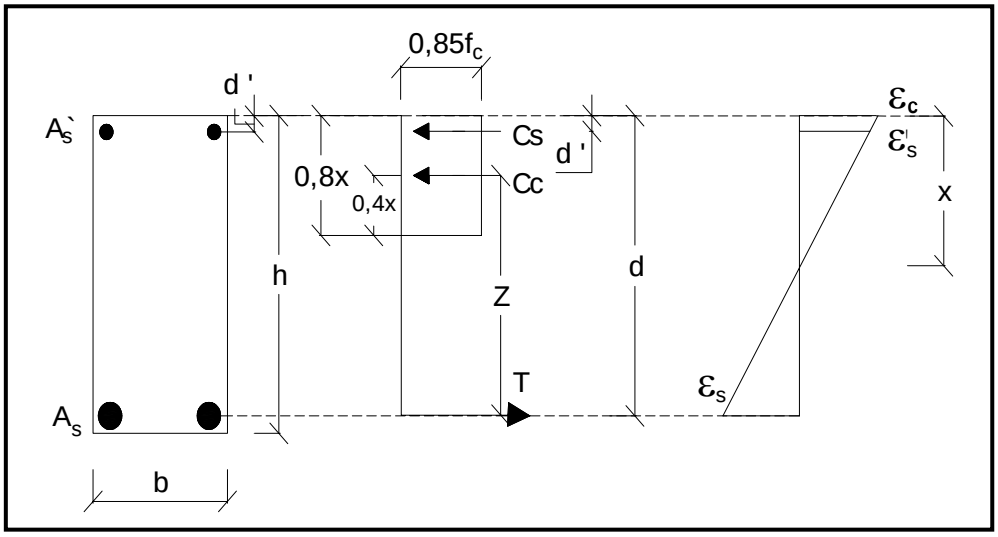


Figura 4.1 – Diagrama retangular simplificado de tensões e diagrama de deformações da seção da viga.

Na tabela 4.1, estão os valores teóricos de resistência à flexão das vigas, obtidos pelas expressões anteriormente citadas e pelo programa CONSEC 95 de análise não-linear de vigas de concreto armado, elaborado pelo professor Ibrahim Shehata. Neste programa, foram considerados o diagrama tensão-deformação parábola-retângulo para o concreto e o bi-linear para o aço.

Tabela 4.1 – Valores teóricos de resistência à flexão das vigas sem reforço.

Viga	**f_{cm} (MPa)**	**A_s (mm^2)**	**A_s' (mm^2)**	**b (mm)**	**d (mm)**	**d' (mm)**	**ρ (%)**
REF 1	41,4	600	100	150	369	27	1,08
REF 2	40,8	1230	100	150	351	27	2,33
V1R	36,4	600	100	150	369	27	1,08
V2R	41,4	600	100	150	369	27	1,08

Viga	**x* (mm)**				**M_u* (kN.m)**				**P_u (kN)**			
	NBR 6118/2003		CONSEC 95		NBR 6118/2003		CONSEC 95		NBR 6118/2003		CONSEC 95	
	n	e	n	e	n	e	n	e	n	e	n	e
REF 1	59	64	74	77	103	112	107	115	103	112	107	115
REF 2	136	147	136	150	183	197	185	197	183	197	185	197
V1R	67	73	78	81	103	111	106	114	103	111	106	114
V2R	59	64	74	77	103	112	107	115	103	112	107	115

n – Valor obtido a partir da tensão de escoamento nominal (fy = 500 MPa);
e - Valor obtido a partir da tensão de escoamento experimental (ver tabela 3.3);
* Nos cálculos foram adotados γ_c e γ_s iguais a 1.

4.3 RESISTÊNCIA TEÓRICA DAS VIGAS DEPOIS DO REFORÇO

A resistência teórica à flexão das vigas reforçadas por encamisamento parcial (V1R e V2R) foi calculada também a partir do diagrama retangular simplificado de tensões de compressão no concreto (ver figura 4.2).

Admitindo–se novamente as condições de equilíbrio e o esquema de carregamento da figura 3.8, têm–se as seguintes expressões:

$$P = \frac{4M_{uf}}{L} \tag{4.4}$$

$$M_{uf} = \left[\ (A_s + A_{s\,f})(d - 0{,}4x) f_y \ \right] + A_s` f_y (0{,}4x - d`) \tag{4.5}$$

onde:

M_{uf} = Momento resistente da seção da viga reforçada.

sendo:

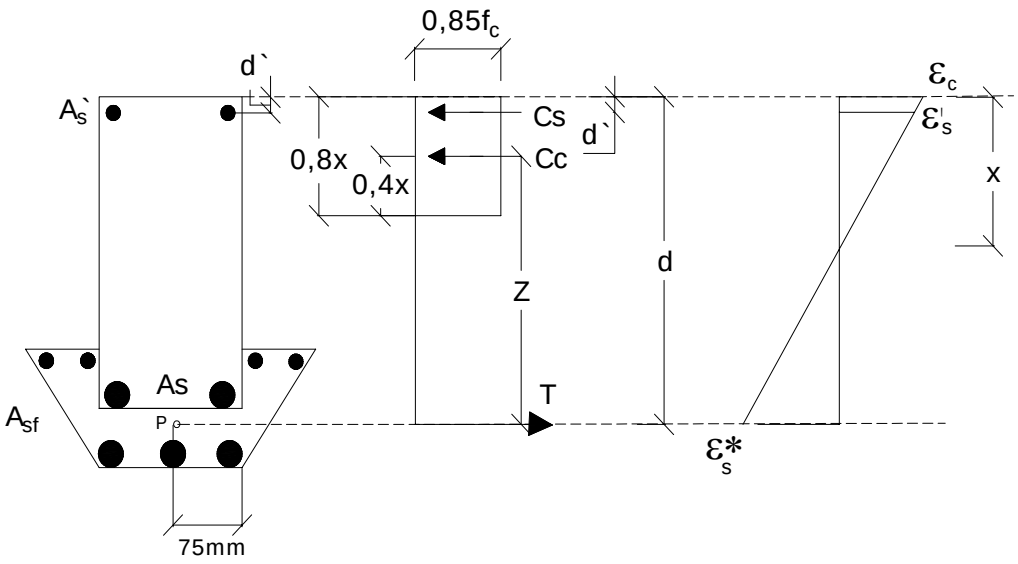
$$x = \frac{(A_s + A_{s\,f})\, f_y \ - A_s` f_y}{0{,}85\, f_c\, 0{,}8b} \tag{4.6}$$

onde:

A_{Sf} = Área da seção transversal da armadura longitudinal do reforço;

b = largura da viga;

d = altura efetiva da viga com reforço.



ε_s* - Deformação de uma barra equivalente às barras da armadura longitudinal de tração da viga e do reforço, posicionada no nível de P.

Figura 4.2 – Diagrama retangular simplificado de tensões e diagrama de deformações da seção da viga reforçada.

Os valores teóricos de resistência à flexão das vigas reforçadas obtidos segundo a NBR 6118 (2003) e pelo programa CONSEC 95 estão na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Valores teóricos de resistência à flexão das vigas reforçadas.

Viga	f_{cm} (MPa)	A_s (mm²)	A_{sf} (mm²)	ρ (%)	d (mm)	d ' (mm)	A_s' (mm²)
V1R	36,4	600	300	1,66	360	27	100
V2R	41,4	600	600	2,12	377	27	100

Viga	x* (mm)				M_{uf}* (kN· m)				P_u (kN)			
	NBR 6118/2003		CONSEC 95		NBR 6118/2003		CONSEC 95		NBR 6118/2003		CONSEC 95	
	n	e	n	e	n	e	n	e	n	e	n	e
V1R	108	118	110	117	144	156	151	161	144	156	151	161
V2R	130	142	134	141	196	212	203	216	196	212	203	216

n – Valor obtido a partir da tensão de escoamento nominal (fy = 500 MPa);
e - Valor obtido a partir da tensão de escoamento experimental (ver tabela 3.3);
* Nos cálculos foram adotados γ_c e γ_s iguais à 1 e o f_{cm} das vigas;

4.4 ANÁLISE DAS GRANDEZAS MEDIDAS

4.4.1 Cargas de ruptura e de serviço, rigidez e ductilidade (δ_u/δ_y)

A figura 4.3 apresenta os diagramas carga-flecha das vigas REF1, REF2, V1R e V2R. Os valores de flechas plotados são os obtidos por meio do deflectômetro de registro contínuo.

A capacidade de carga da viga reforçada V1R (ρ = 1,66%), conforme esperado, ficou situada entre os limites superior e inferior fornecidos pelas curvas das vigas não reforçadas de referência: REF1 (ρ = 1,08%) e REF2 (ρ = 2,33%). Já a viga V2R (ρ = 2,12%) teve carga de ruptura superior à da viga REF2.

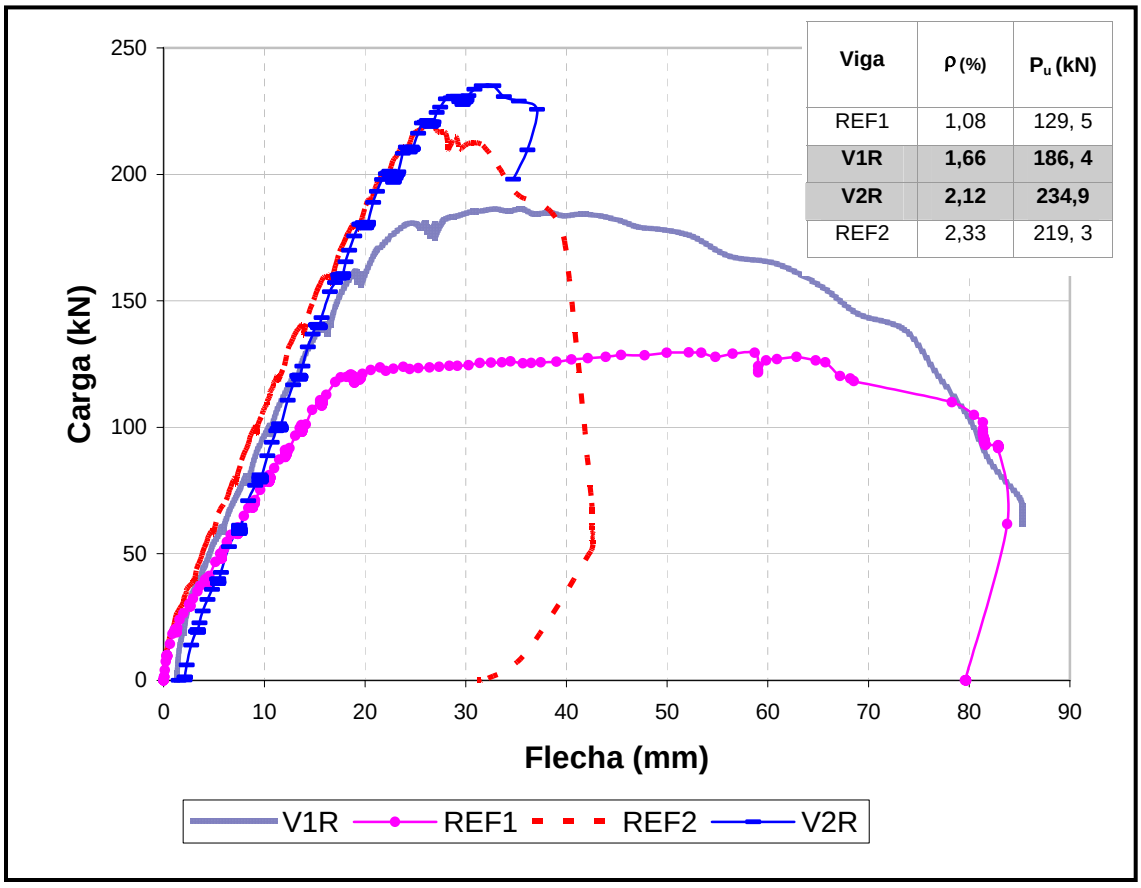


Figura 4.3 – Diagramas carga–flecha das vigas.

Na tabela 4.3 são apresentadas as cargas correspondentes à flecha limite de 16 mm (vão/250, item 13.3 da NBR 6118), ao escoamento do aço mais tracionado e à ruptura das vigas.

Tabela 4.3 – Cargas de serviço, de ruptura e de escoamento das vigas.

Viga	ρ (%)	d (mm)	$P_{\delta lim}$ (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	$P_{\delta lim}/P_u$	R	
							REF1	REF2
REF1	**1,08**	369	111,2	119,8	129,5	0,86		
V1R	**1,66**	360	139,5	180,5	186,4	0,75	1,44	-
V2R	**2,12**	377	147,3	228,5	234,9	0,62	1,81	1,07
REF2	**2,33**	351	159,5	212,8	219,3	0,69		

- $P_{\delta lim}$ = Carga correspondente à flecha limite;

-R = Razão entre a carga de ruptura da viga reforçada e a carga de ruptura das vigas de referência.

A capacidade resistente à flexão da viga reforçada V1R aumentou aproximadamente 44% em relação à viga de referência REF1. Já a capacidade resistente à flexão da viga V2R aumentou aproximadamente 81% em relação à REF1 e 7% em relação à viga REF2.

As figuras 4.4 e 4.5 mostram os diagramas carga–flecha das vigas até o valor de δ_{lim}=16mm. As flechas plotadas são as resultantes das medições do deflectômetro de registro contínuo.

Conforme se constata na figura 4.4, houve um aumento na rigidez da viga reforçada V1R, com relação à viga não reforçada REF1.

Devido à presença do reforço, a carga correspondente à flecha limite na viga V1R foi aproximadamente 25% maior que a da viga REF1, e alcançou um valor igual a 87% da $\mathbf{P_{\delta lim}}$ da viga de referência REF2.

Na figura 4.5, nota-se que a viga V2R apresentou uma rigidez maior que a da viga REF1 e próxima à da viga REF2.

A carga correspondente à flecha limite da viga V2R foi cerca de 32% maior que a da viga REF1, e 92% da $\mathbf{P_{\delta lim}}$ da viga de referência REF2.

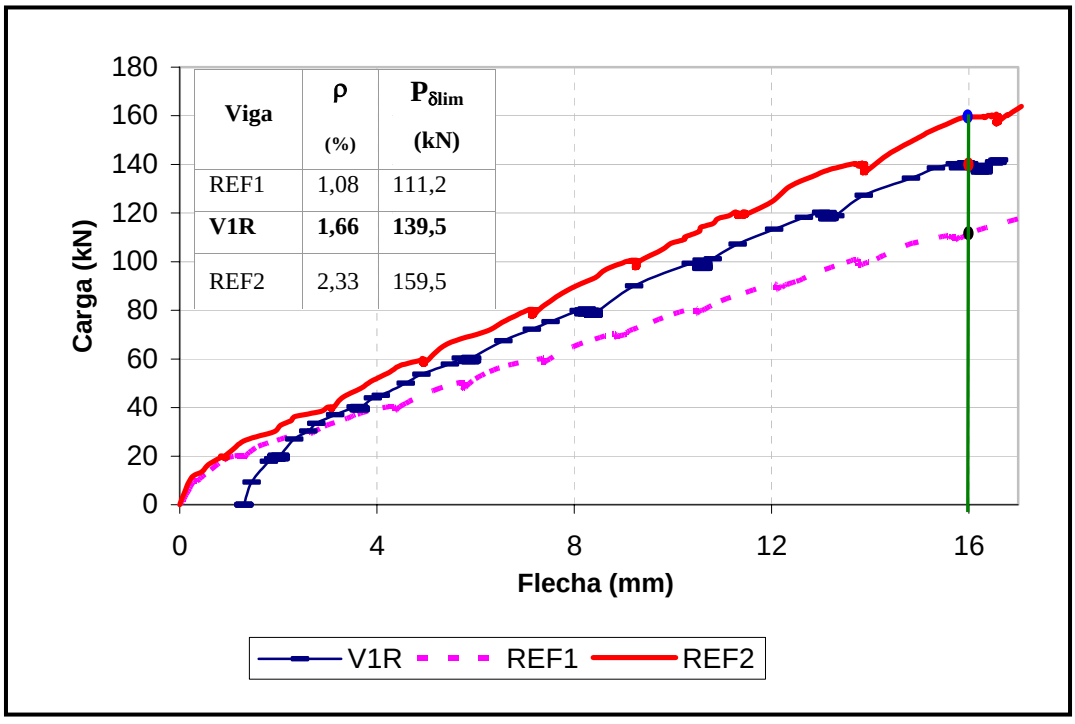


Figura 4.4 – Diagramas carga-flecha das vigas REF1, REF2 e V1R, até o valor de δ_{lim} = 16 mm.

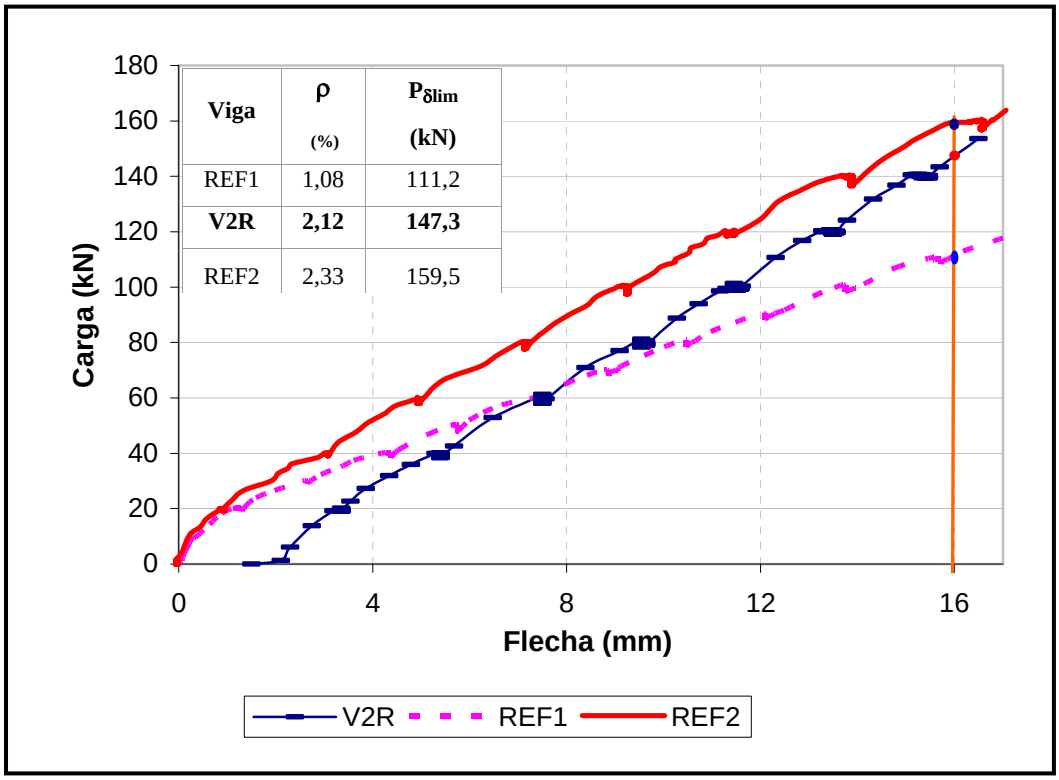


Figura 4.5 – Diagramas carga-flecha das vigas REF1, REF2 e V2R, até o valor de δ_{lim} = 16 mm.

Nas figuras 4.6 e 4.7 são mostrados os diagramas carga-deformação da barra mais tracionada das vigas V1R, V2R, REF1 e REF2, na seção do meio. Nessas mesmas figuras são assinalados os valores de carga e deformação na ruptura dessas vigas.

Na figura 4.6, nota–se que a curva da viga reforçada V1R (ρ=1,66%) ficou situada entre as curvas das vigas de referência REF1 (ρ=1,08%) e REF2 (ρ=2,33%).

Os registros de deformações na barra da viga V1R deixaram de ocorrer quando a mesma apresentava uma deformação em torno de 12‰.

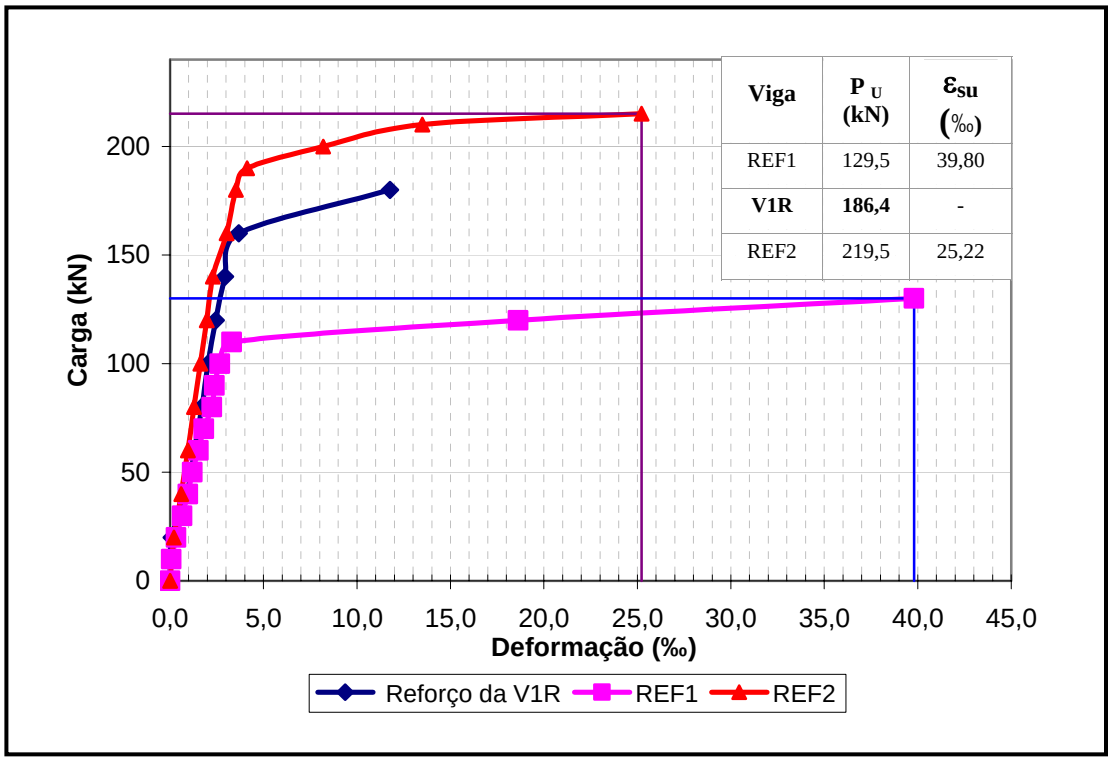


Figura 4.6 – Diagramas carga–deformação do aço mais tracionado da seção do meio do vão das vigas REF1, REF2 e V1R.

Na figura 4.7, pode-se constatar que as curvas das vigas V2R e REF2, que possuíam taxas de armadura de flexão (ρ) iguais a 2,12% e 2,33%, respectivamente; apresentaram comportamentos semelhantes, particularmente até um deformação de aproximadamente 2‰. Em ambas, as deformações do aço foram menores que na viga REF1 (ρ=1,08 %), conforme esperado.

Nas figuras 4.8 e 4.9, são mostradas as curvas carga–deformação, na seção do meio do vão, da barra longitudinal da REF1, e das barras original e do reforço das vigas V1R e V2R.

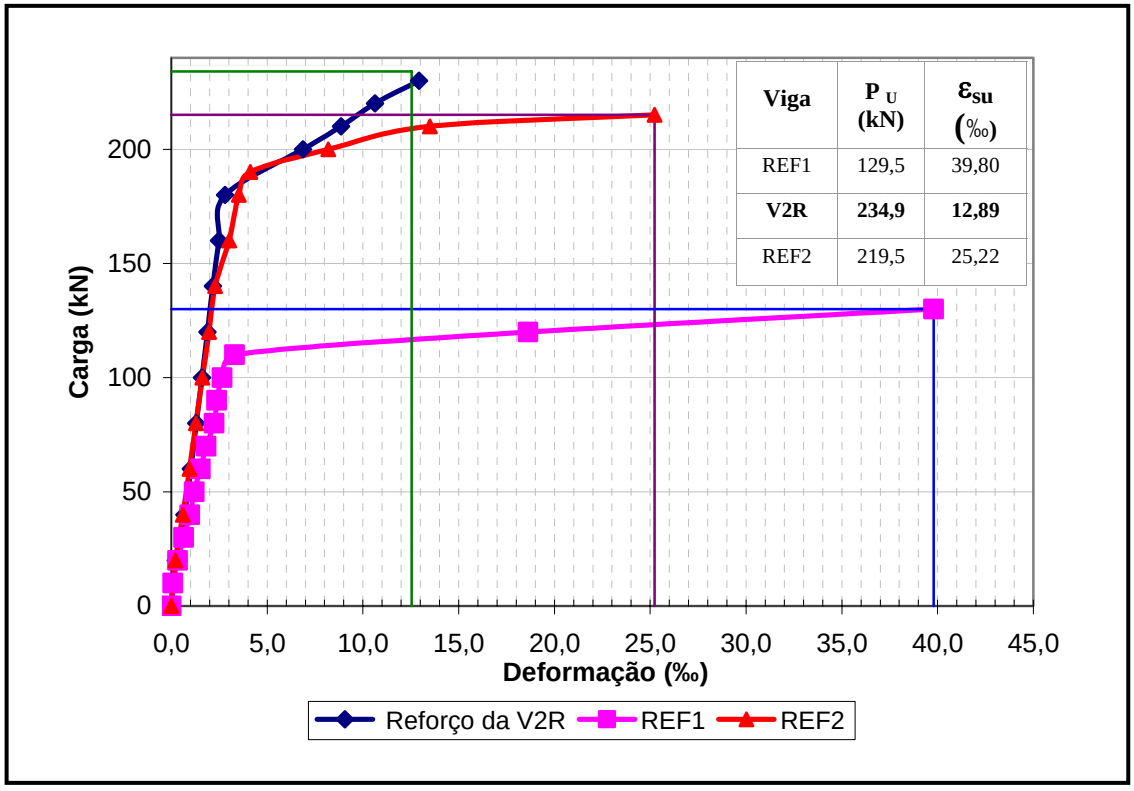


Figura 4.7 – Diagramas carga–deformação do aço mais tracionado da seção do meio das vigas REF1, REF2 e V2R.

Constata-se, na figura 4.8, que a deformação da armadura do reforço acompanhou a da barra longitudinal interna da viga, apresentando valores maiores entre as cargas de 40 kN e 160 kN, quando as deformações registradas na barra do reforço passaram a serem menores que as do aço interno da viga.

A redução das deformações na barra original da viga V1R, após o reforço, em relação às da viga REF1, indica que houve ação conjunta entre as armaduras da viga e do reforço, produzindo um alívio de tensões nas barras originais.

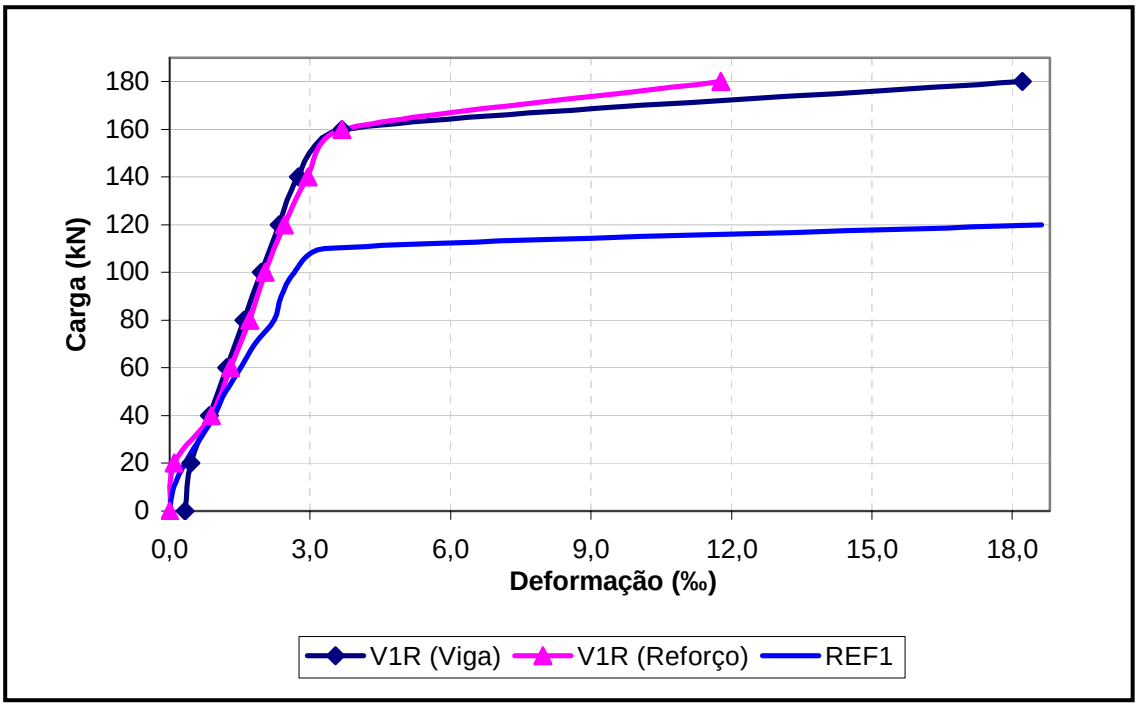


Figura 4.8 – Diagramas carga–deformação da armadura longitudinal das vigas V1R (viga e reforço) e REF1, na seção do meio do vão.

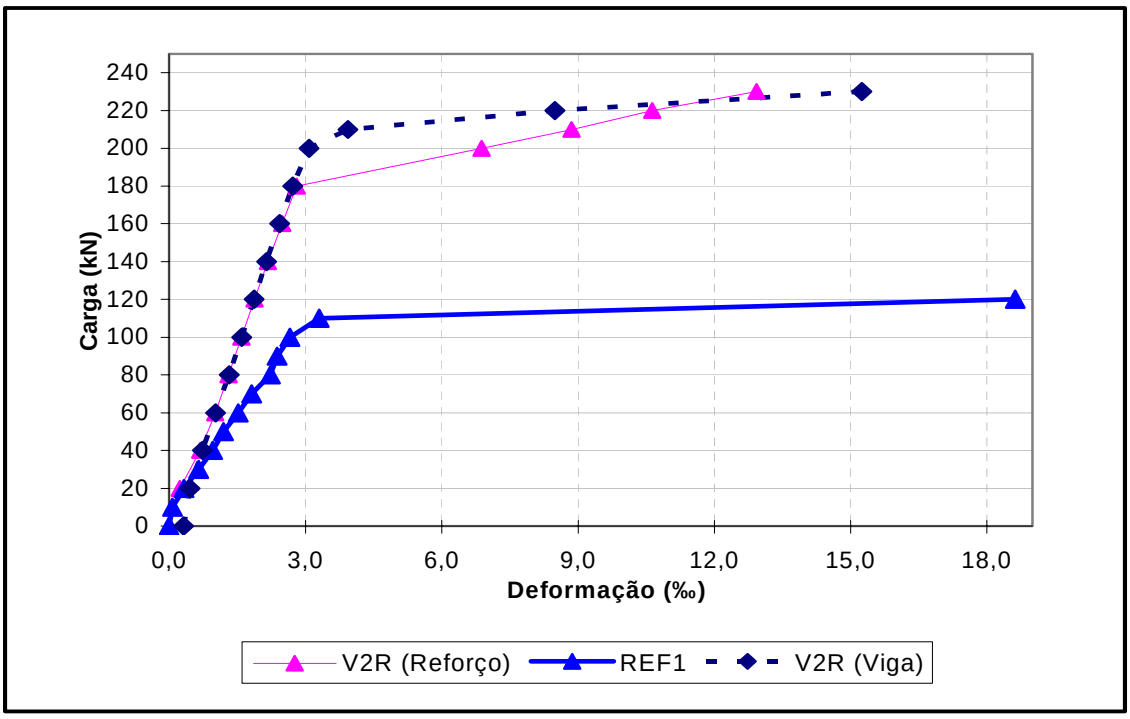


Figura 4.9 – Diagramas carga–deformação da armadura longitudinal das vigas V2R (viga e reforço) e REF1, na seção do meio do vão.

Percebe–se, na figura 4.9, que a deformação da armadura do reforço acompanhou a da barra interna da viga reforçada, apresentando praticamente os mesmos valores, até a carga de 180 kN. Daí em diante as deformações do aço do reforço passaram a serem maiores que as da barra da viga até bem próximo à carga de ruptura.

Análogo ao que aconteceu com a viga V1R, houve redução das deformações na barra original da viga V2R após o reforço e, conseqüentemente, um aumento na sua carga de escoamento em relação à da viga REF1.

Na figura 4.10 são apresentados os diagramas carga-deformação do aço longitudinal interno das vigas V1R, V2R e REF1, na seção a 952,5 mm do meio do vão. De forma análoga ao que ocorreu na seção do meio do vão, nota–se que houve redução nas deformações da barra longitudinal original das vigas reforçadas em relação à da viga REF1.

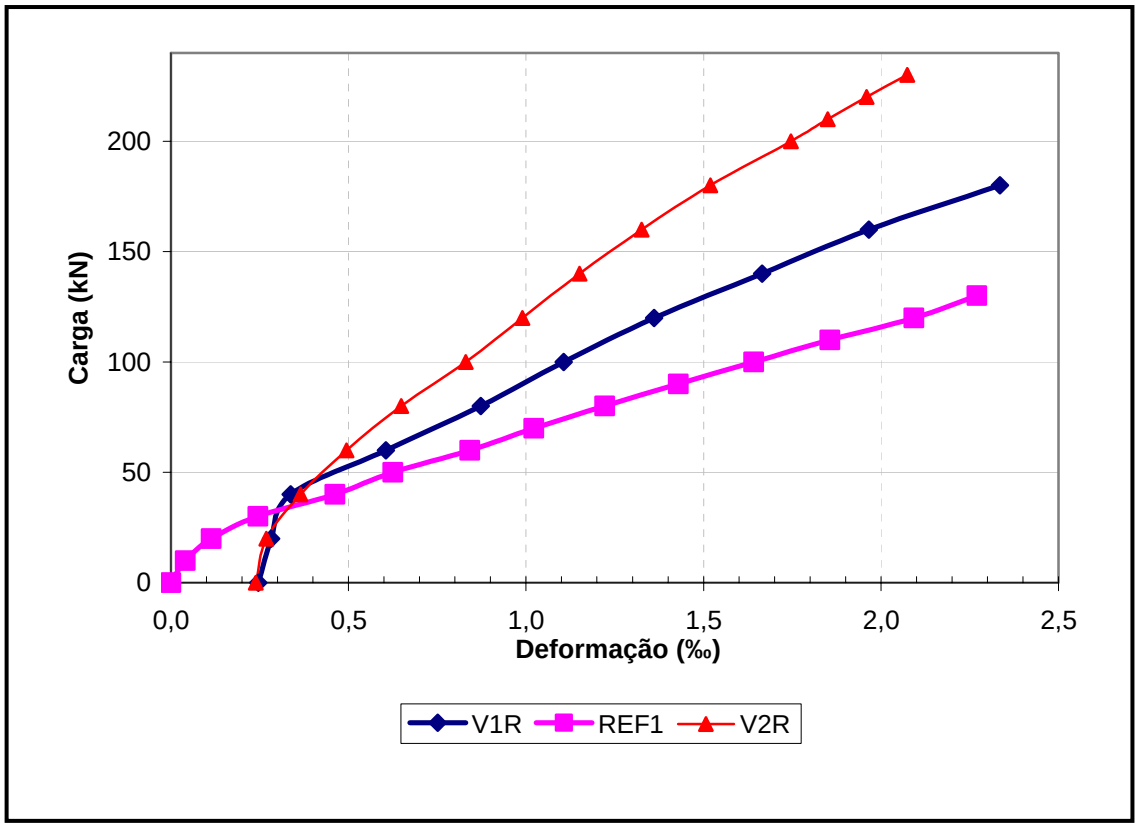


Figura 4.10 – Diagramas carga–deformação da armadura longitudinal interna das vigas REF1, V1R e V2R, na seção a 952,5 mm do meio do vão.

Constata-se pelas relações entre a flecha para a carga P_u e a flecha para a carga P_y, δ_u/δ_y, mostradas na tabela 4.4, que a viga REF1 foi a que apresentou maior ductilidade, seguida da viga V1R, que, por sua vez, foi mais dúctil que as vigas REF2 e V2R. Estas duas últimas apresentaram δ_u/δ_y iguais. Na figura 4.3, podem ser observados também esses aspectos.

Tabela 4.4 – Valores de carga de ruptura, deslocamentos verticais, deformações do aço no meio do vão e índice de ductilidade das vigas.

Viga	**ρ (%)**	**P_u (kN)**	**P_y (kN)**	**(P_u/ P_y)**	**δ_u (mm)**	**δ_y (mm)**	**δ_u/δ_y**	**ε_{su}** (‰)	**ε_y** (‰)	**$\varepsilon_{su}/\varepsilon_y$**
REF1	1,08	129,5	119,8	1,08	53,4	17,6	3,03	39,8	2,9	13,7
V1R	1,66 (*)	186,4	180,5	1,03	32,9	24,2 (**)	1,36	***	3,1 (**)	***
V2R	2,12 (*)	234,9	228,5	1,03	32,7	29,8 (**)	1,09	12,8 (**)	2,9 (**)	4,5
REF2	2,33	219,3	212,8	1,03	27,8	25,5	1,09	25,2	2,9	8,7

* ρ = 1,66 % em V1R corresponde a 1,11% na viga e 0,55 % no reforço e ρ = 2,12 % em V2R corresponde a 1,06% na viga e 1,06% no reforço;

** Os valores de δ_y, ε_{su} e ε_y nas vigas V1R e V2R referem – se à barra do reforço.

*** Não houve registro de ε_{su} para o aço do reforço da viga V1R.

4.5 Comparação Entre as Cargas de Ruptura Teórica e Experimental

Na tabela 4.5 são mostradas as relações entre a carga de ruptura experimental (**$P_{u,e}$**) e a carga teórica de ruptura (**$P_{u,t}$**) das vigas de referência (REF1 e REF2) e das vigas reforçadas (V1R e V2R).

Tabela 4.5 – Relação entre as cargas teóricas e experimentais de ruptura das vigas.

Viga	**$P_{u,t}$ (kN)**				**$P_{u,e}$ (kN)**	**$P_{u,e}/P_{u,t}$**			
	NBR 6118		**CONSEC 95**			**NBR 6118**		**CONSEC 95**	
	n	e	n	e		n	e	n	e
REF1	103	112	107	115	129,5	1,26	1,16	1,21	1,13
REF2	183	197	185	197	219,3	1,20	1,11	1,19	1,11
V1R	144	156	151	161	186,4	1,29	1,19	1,23	1,16
V2R	196	212	203	216	234,9	1,20	1,11	1,16	1,09
n – Valor obtido a partir da tensão de escoamento nominal (fy = 500 MPa); e - Valor obtido a partir da tensão de escoamento experimental (ver tabela 3.3);									

Nota–se, na tabela 4.5, que as cargas teóricas de ruptura ($P_{u,t}$) obtidas a partir dos valores experimentais da resistência dos materiais são, em média, 12% inferiores em relação às cargas de ruptura obtidas experimentalmente.

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A seguir sistematiza-se os procedimentos para o dimensionamento do reforço investigado neste trabalho.

O cálculo do reforço deve ocorrer no estado limite último, com as seguintes considerações sendo feitas:

- Seções transversais planas até à ruptura;
- Aderência perfeita entre aço e concreto e entre reforço e concreto;
- Resistência à tração do concreto nula.

Na figura 4.11 é apresentado o diagrama retangular simplificado de tensões de compressão no concreto, dado pela NBR 6118 (2003), na seção de uma viga reforçada a flexão com o encamisamento proposto neste estudo, com duas camadas de armadura no reforço.

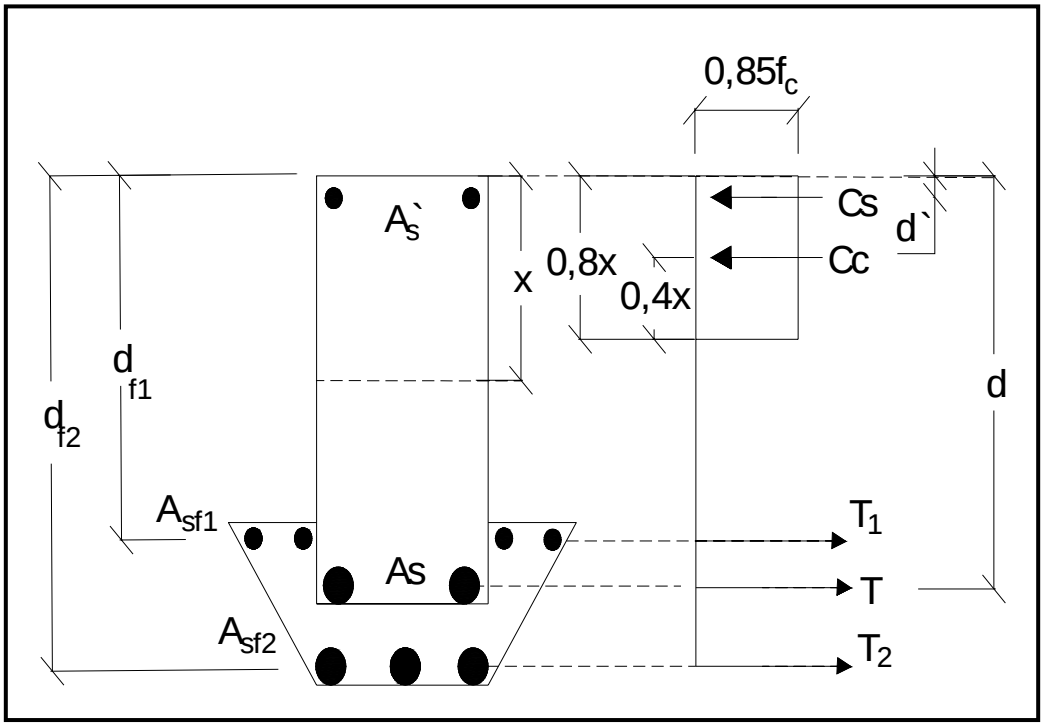


Figura 4.11 – Diagrama retangular simplificado de tensões na seção da viga reforçada à flexão por encamisamento parcial.

A partir das condições de equilíbrio, chega–se às equações 4.7 e 4.8.

$$M_{uf} = A_s f_{yd}(d - 0{,}4x) + A_{sf1} f_{yd}(d_{f1} - 0{,}4 \cdot x) + A_{sf2} f_{yd}(d_{f2} - 0{,}4x) + A_s` f_{yd}(0{,}4x - d`) \quad (4.7)$$

onde:

M_{uf} = Momento resistente da seção da viga reforçada.

A_{sf1}, A_{sf2} = Área de aço da primeira e da segunda camada da armadura longitudinal do reforço, respectivamente.

d_{f1}, d_{f2} = Distância do centróide das áreas da primeira e da segunda camada de armadura do reforço à borda mais comprimida, respectivamente.

$$x = \frac{A_s f_{yd} + A_{s\,f1} f_{yd} + A_{s\,f2} f_{yd} - A_s` f_{yd}}{0{,}85 f_{cd}\, 0{,}8b} \quad (4.8)$$

Estas expressões são usadas para definir a área da armadura do reforço e a posição da linha neutra, ao longo do procedimento iterativo descrito a seguir.

Fixando–se valores de A_{sf1} e d_{f1} para a primeira camada da armadura longitudinal do reforço, d_{f2}, para a segunda camada, e adotando–se uma posição inicial para a linha neutra (por exemplo, o valor obtido no estado limite último, para a seção sem reforço), através da expressão 4.7, encontra - se uma área de aço para a segunda camada (A_{Sf2}).

Com esta área, na fórmula 4.8, obtém-se um novo valor para a linha neutra (x). Repete–se esse processo até que os valores de "*x"* sejam aproximadamente iguais (5 mm de diferença máxima, por exemplo), momento em que se define a área de aço a ser utilizada na segunda camada da armadura longitudinal do reforço (A_{Sf2}).

Uma vez obtida a área de aço da armadura do reforço, deve–se utilizar barras de diâmetro comercial e fazer o detalhamento das armaduras observando-se os requisitos de norma. Caso isto não seja possível para a área de aço calculada, pode–se estudar a viabilidade de apenas alterar as dimensões do talão para resolver o problema. Alternativamente, pode-se fixar para a segunda camada da armadura do talão, a área de aço (A_{Sf2}) correspondente às barras que se deseja utilizar, determinando–se ao longo das iterações o valor de d_{f2}.

Deve–se também atentar para a tensão de aderência entre a viga original e o seu reforço. Recomenda-se que os valores limites dessa tensão, sugeridos pelos

autores abordados neste trabalho, sejam aplicados com um coeficiente de segurança que leve em conta o estado de fissuração em que pode se encontrar a viga no instante do reforço.

Tendo-se por base a aderência eficiente entre a viga e o reforço, constatada pelos resultados obtidos dos ensaios (escoamento da armadura, por exemplo), observa-se que o valor adotado para o coeficiente de segurança neste trabalho (γ=2), foi adequadamente empregado.

Capítulo V

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A partir dos ensaios realizados e das análises efetuadas, constatou–se o excelente desempenho da técnica de encamisamento parcial para reforço de flexão de vigas.

A execução do reforço não apresentou maiores dificuldades, ocorreu de forma rápida e sem necessidade de mão-de-obra especializada. As dimensões adotadas para o talão, aliado ao posicionamento das armaduras do reforço e dos chumbadores, possibilitaram espaço necessário para as operações de lançamento e adensamento do concreto, dessa forma, contribuindo para o bom êxito na execução.

O menor peso próprio, acarretando menores acréscimos de cargas nas fundações, e as alterações de pequena ordem nas dimensões da seção podem ser considerados vantagens em relação ao reforço com o encamisamento de toda a alma das vigas. O encamisamento parcial, entretanto, só é possível se a resistência ao cortante vertical da viga reforçada o permitir.

O fato de não terem sido observadas fissuras, na interface entre os concretos da viga e do reforço, aliado ao 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.

O preparo da superfície (apicoamento até a exposição do agregado graúdo e umedecimento), a área de contato viga-reforço propiciado pelas abas do talão, estendendo-se até as laterais da zona mais tracionada da viga, e as dimensões admitidas para essa interface foram fundamentais na integração eficaz da viga com o reforço. Vale ainda salientar a parcela de contribuição dos chumbadores de expansão resistência da seção de ligação às tensões cisalhantes.

Foi constatado, neste trabalho, que uma eficiente aderência pode ser obtida nas seções de ligação entre os concretos da viga e do reforço, sem o uso de agentes adesivos, estando a superfície do concreto da viga devidamente apicoada, e apenas umedecida (molhagem leve com esponja).

Houve aumento de rigidez e a capacidade resistente das vigas foi aumentada em até 81 % com a adição do reforço de flexão, com a ruptura ocorrendo por escoamento do aço tracionado seguido de esmagamento do concreto.

Todas as vigas tiveram comportamento dúctil, face às armaduras longitudinais adotadas.

Houve diminuição nas deformações da armadura longitudinal original devido à ação conjunta desta com a do reforço.

Desde que se observem todas as condições necessárias para garantir uma integração eficaz entre a viga e o reforço, a capacidade resistente das vigas reforçadas pode ser avaliada pela teoria da flexão simples.

Os valores de tensão resistente de aderência considerados aliados ao coeficiente de segurança utilizado (γ=2), garantiram que a área utilizada para a interface evitasse a ruína por cisalhamento nesta ligação.

Como continuidade deste estudo, sugere–se investigar a eficiência da técnica utilizando outros valores de taxa de armadura de flexão, permitindo uma melhor análise do comportamento dos elementos reforçados e confirmar suas similaridades e diferenças em relação à vigas monolíticas equivalentes.

Recomenda-se que sejam realizados estudos para investigar o emprego de outros valores de coeficientes de segurança variando-se as condições da interface, o que pode tornar possível a definição de valores adequados, que atendam com segurança para cada situação e que não sejam excessivamente conservadores.

Sugere-se ainda que sejam realizados estudos visando avaliar o grau de contribuição dos chumbadores de expansão na resistência da seção de ligação viga-reforço às tensões cisalhantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ALMEIDA, T. G. M., HANAI, J. B., 2001, “Avaliação do Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio da Protensão de Cabos Externos”. *41º Congresso Brasileiro do Concreto*, Salvador, BA, Brasil.

ALMEIDA, T. G. M., 2001, “Reforço de Vigas de Concreto Armado por Meio de Cabos Externos Protendidos”. *Tese M.Sc.* Escola de Engenharia de São Carlos /USP, São Carlos, SP, Brasil.

ALTUN, F., 2004, “An Experimental Study of the jacketed reinforced-concrete beams under bending”, *Construction and Buiding Materials*, v.18, June, p. 611-618.

ÂNCORA SISTEMAS DE FIXAÇÃO LTDA. Catálagos de produtos. Disponível em: www.ancora.com.br. Acesso em: 10 de outubro 2005.

APPLETON, J. e GOMES, A., 1997, "Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, nº 41, Janeiro, p. 15-20.

ARAÚJO, C. M., 2002, "Reforço à Flexão e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto com Tecidos de Fibra de Carbono". *Tese M.Sc.,* COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6152, 1992. "Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas a tração". Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-5738, 1993, "Moldagem e Cura de Corpos-de-prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de ensaio". Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-5739, 1994, "Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos". Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6118, 2003, "Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento". Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BEBER, A., CAMPOS, A., CAMPAGNOLO, J., 2000, "Estudo Teórico-experimental de vigas de Concreto Reforçadas com Tecidos de Fibra de Carbono". *42º Congresso Brasileiro do Concreto*, Fortaleza, CE, Brasil.

CERQUEIRA, E., 2000, "Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono". *Tese de M.Sc.*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CHEONG, H.K., MACALEVEY, N., 2000, "Experimental Behavior of Jacketed Reinforced Concrete Beams". *ASCE Journal of Structural Engineering*, v.126, N.6(Junho), p.692-699.

CLÍMACO, J. C. T. S., 1991, "Uma Análise Crítica dos Métodos de Avaliação de Aderência e do Uso de Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto". *XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Porto Alegre, RS, Brasil.

CLÍMACO, J. C. T. S, REGAN, P. E., 2001, "Evaluation of Bond Strength Between Old and New Concrete in Structural Repairs". *Magazine of Concrete Research,* N.53. p.1-14.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB), 1983, "Assessment on Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading". *Bulletin D'information nº 162*, p 288.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN, CEB-FIP TG 9.3 FRP, 2001, "Design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures", *Technical Report Bulletin n.14*, Lausanne, Switzerland, July, p.138.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN (CEB), 1990, *CEB-FIP Model Code 1990*, Lausanne, Switzerland, July, p.437.

CONSEC 6.0, 1995, "Programa de Análise Não Linear e Otimização de Vigas de Concreto Armado Sujeitas a Momentos e Esforços Normais". Elaborado na COPPE/UFRJ pelo prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata.

DALY, A.F., 1998, "External post-tensioning". *Concrete Engineering International*, v.2, N.3 (April), p.27-29.

FERRARI, V.J., PADARATZ, I. J., LORIGGIO, D. D., 2002, "Reforço à Flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem". *44º Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte, MG, Brasil.

GARCIA, S. R. A., CLÍMACO, J. C. T. S., 2001, "Eficiência da Aderência de Materiais de Reparo para Estruturas de Concreto". *43º Congresso Brasileiro do Concreto,* Foz do Iguaçu, PR, Brasil.

GUEDES, S., MORENO, J., 1999, "Estudo Comparativo Entre Métodos de Reforço à Flexão em Vigas de Concreto Armado". *41º Congresso Brasileiro do Concreto, Salvador*, BA, Brasil.

JUVANDES, L.F.P., 1999, "Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão usando Materiais Compósitos de CFRP". *Tese de D.Sc.*, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal.

LARANJEIRAS, A.C.R., 2002, "Estruturas de Concreto Duráveis – Uma Chave para o Sucesso do Desenvolvimento Sustentável". *Simpósio Comemorativo IBRACON 30 Anos,* São Paulo, SP, Brasil.

LIEW, S.C., CHEONG, H.K., 1991, "Flexural Behavior of Jacketed RC Beams", *ACI Concrete International,* v.13, n.12 (December), pp. 43-47.

NORRIS, T, SAADATMANESH,H., EHSANI,M.R., 1997, "Shear and flexural strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets". *ASCE Journal of Structural Engineering*, v.123, n.7(July), pp. 903-911.

PIANCASTELLI, E. M., 1997, "Comportamento e Desempenho do Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive Sob Carga**".** *Tese de M.Sc*., UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

PIANCASTELLI, E. M., CALIXTO, J.M., 2002, "Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado Executado Sob Carga". *44º Congresso Brasileiro do Concreto*, Salvador, BA, Brasil.

PINTO, C., 2000, "Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono". *Tese de M.Sc.*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PIRES, E.F., 2003, "Comportamento e Desempenho do Reforço à Flexão de Lajes de Concreto Armado Através do Aumento da Seção na Região Comprimida". *Tese de M.Sc*., UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

RIPPER, T., 1998, “Plásticos Armados com Fibras como Solução para o Reforço de Estruturas”. Seminário Sobre Estruturas Reforçadas com Fibras - UFF, Niterói, RJ, Brasil.

SOUZA, R.H.F., 1990, “Análise do Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão e ao Esforço Transverso”**.** *Tese de D.Sc*., Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.

SOUZA, V.C.M., RIPPER, T., 2004, “Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto”. 1ed. São Paulo, Ed. Pini.

TRIANTAFILLOU, T., 1998, ”Strengthening of Structures with Advanced FRPs”. *Progress in Structural Engineering and Materials*, v.1, N.2, p.126-134.

APÊNDICE

TABELAS DE RESULTADOS

Tabela A.1 - Resultados do ensaio de pré – fissuração da viga V1R

Ciclo	Carga (kN)	Deformação do concreto (‰)				Deformação da armadura longitudinal (‰)		Flecha (mm)
		Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	½ vão	¼ vão	
1	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
	10	-0,05	-0,04	-0,01	-0,08	0,09	0,04	0,53
	20	-0,18	-0,17	-0,19	-0,07	0,25	0,10	1,283
	30	-0,29	-0,27	-0,25	-0,22	0,60	0,21	2,75
	40	-0,50	-0,28	-0,32	-0,29	0,90	0,43	4,31
	50	-0,60	-0,41	-0,38	-0,34	1,19	0,62	5,88
	60	-0,63	-0,43	-0,46	-0,36	1,47	0,78	7,38
	70	-0,76	-0,55	-0,47	-0,40	1,75	0,96	8,99
	80	-0,86	-0,56	-0,55	-0,51	2,03	1,12	10,6
	0	-0,08	-0,12	-0,02	-0,06	0,35	0,25	1,98
2	0	-0,08	-0,12	-0,02	-0,06	0,35	0,25	1,98
	80	-0,93	-0,66	-0,60	-0,52	2,06	1,14	10,9
	0	-0,02	-0,09	-0,10	-0,11	0,32	0,25	1,95

Tabela A.2 - Resultados do ensaio de pré – fissuração da viga V2R

Ciclo	Carga (kN)	Deformação do concreto (‰)				Deformação da armadura longitudinal (‰)		Flecha (mm)
		Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	½ vão	¼ vão	
1	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
	10	-	-0,27	-0,07	-0,02	0,08	0,04	0,45
	20	-	-0,20	-0,22	-0,25	0,23	0,13	1,16
	30	-0,18	-0,36	-0,28	-0,34	0,64	0,18	2,62
	40	-0,36	-0,44	-0,45	-0,36	0,94	0,36	4,13
	50	-	-0,47	-	-0,37	1,24	0,53	5,67
	60	-0,42	-0,58	-	-0,36	1,51	0,70	7,19
	70	-0,87	-0,79	-0,69	-0,40	1,80	0,86	8,72
	80	-0,99	-0,80	-0,71	-0,54	2,08	1,05	10,3
	0	-0,03	-0,01	-0,02	0,00	0,37	0,25	2,00
2	0	-0,03	-0,01	-0,02	0,00	0,37	0,25	2,00
	80	-0,81	-0,92	-0,76	-0,50	2,12	1,07	10,5
	0	-0,04	-0,12	-0,09	-0,04	0,32	0,24	1,88

Tabela A.3 - Resultados do ensaio de ruptura da viga REF1

Carga (kN)	Deformação do concreto (‰)				Deformação da armadura longitudinal (‰)		Flecha (mm)
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	½ vão	¼ vão	
0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
10	-0,04	-0,01	-0,01	-0,01	0,076	0,04	0,46
20	-0,20	-0,10	-0,18	-0,12	0,33	0,11	1,36
30	-0,38	-0,24	-0,27	-0,21	0,66	0,25	3,03
40	-0,54	-0,32	-0,38	-0,27	0,96	0,47	4,54
50	-0,67	-0,51	-0,53	-0,37	1,20	0,63	5,54
60	-0,80	-0,63	-0,58	-0,43	1,52	0,85	7,72
70	-0,93	-0,79	-0,69	-0,46	1,81	1,03	9,21
80	-1,08	-0,88	-0,790	-0,54	2,23	1,23	10,8
90	-1,25	-1,03	-0,88	-0,64	2,38	1,43	12,4
100	-1,41	-1,16	-0,95	-0,70	2,66	1,64	14,2
110	-1,60	-1,26	-1,06	-0,78	3,30	1,86	16,1
120	-1,96	-1,65	-1,26	-0,92	18,62	2,09	19,3
130	-	-	-	-	39,80	2,27	58,7
90	-	-	-	-	39,50	1,82	81,0

Tabela A.4 - Resultados do ensaio de ruptura da viga REF2

Carga (kN)	Deformação do concreto (‰)				Deformação da armadura longitudinal (‰)		Flecha (mm)
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	½ vão	¼ vão	
0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
20	-0,15	-0,14	-0,15	-0,13	0,21	0,09	1,32
40	-0,28	-0,35	-0,31	-0,28	0,61	0,25	3,28
60	-0,49	-0,54	-0,45	-0,37	0,95	0,45	5,24
80	-0,73	-0,72	-0,60	-0,50	1,29	0,67	7,23
100	-0,83	-0,91	-0,76	-0,63	1,63	0,88	9,52
120	-1,08	-1,10	-0,91	-0,73	1,97	1,10	11,7
140	-1,30	-1,32	-1,11	-0,90	2,29	1,33	13,7
160	-1,63	-1,60	-1,32	-1,04	3,03	1,57	16,2
180	-1,98	-1,91	-1,60	-1,28	3,53	1,80	18,9
190	-2,26	-2,16	-1,79	-1,42	4,13	1,92	20,4
200	-2,51	-2,39	-1,98	-1,58	8,19	2,03	21,9
210	-2,70	-2,65	-2,10	-1,68	13,5	2,14	23,8
215	-	-	-	-	25,2	2,18	26,0
60	-	-	-	-	-	0,91	43,6

Tabela A.5 - Resultados do ensaio de ruptura da viga V1R

Carga (kN)	Deformação do concreto (‰)				Deformação da armadura longitudinal (‰)				Flecha (mm)
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	½ vão		¼ vão		
					Viga	Reforço	Viga	Reforço	
0	-0,02	-0,09	-0,10	-0,11	0,32	0,00	0,25	0,0	0
20	-0,13	-0,12	-0,12	-0,06	0,46	0,09	0,29	0,05	2,03
40	-0,28	-0,30	-0,24	-0,16	0,85	0,89	0,34	0,07	3,55
60	-0,53	-0,45	-0,34	-0,26	1,22	1,30	0,61	0,12	5,92
80	-0,68	-0,60	-0,47	-0,40	1,59	1,71	0,87	0,39	8,34
100	-0,92	-0,77	-0,62	-0,56	1,95	2,04	1,11	1,05	10,7
120	-1,16	-1,00	-0,81	-0,72	2,34	2,45	1,36	1,33	13,3
140	-1,44	-1,26	-0,98	-0,87	2,75	2,96	1,67	1,64	16,1
160	-1,86	-1,56	-1,27	-1,06	3,67	3,68	1,97	2,00	19,7
180	-2,48	-2,22	-1,76	-1,45	18,21	11,8	2,33	2,44	27,0
60	-	-	-	-	-	-	1,30	1,11	85,0

Tabela A.6 - Resultados do ensaio de ruptura da viga V2R

Carga (kN)	Deformação do concreto (‰)				Deformação da armadura longitudinal (‰)				Flecha (mm)
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4	½ vão		¼ vão		
					Viga	Reforço	Viga	Reforço	
0	-0,04	-0,12	-0,09	-0,04	0,32	0,00	0,24	0,00	0
20	-0,20	-0,13	-0,15	-0,01	0,47	0,24	0,27	0,05	1,53
40	-0,35	-0,23	-0,24	-0,09	0,74	0,69	0,37	0,28	3,92
60	-0,50	-0,45	-0,39	-0,12	1,03	1,02	0,50	0,57	6,12
80	-0,69	-0,65	-0,48	-0,18	1,32	1,31	0,65	0,79	8,09
100	-0,87	-0,78	-0,64	-0,23	1,60	1,59	0,84	0,97	10,1
120	-1,04	-1,12	-0,77	-0,40	1,87	1,88	0,99	1,14	12,0
140	-1,27	-1,18	-0,94	-0,58	2,15	2,18	1,16	1,32	13,9
160	-1,49	-1,37	-1,12	-0,72	2,43	2,49	1,33	1,51	16,1
180	-1,79	-1,67	-1,34	-0,79	2,72	2,81	1,52	1,73	18,4
200	-1,79	-1,95	-1,58	-1,06	3,08	6,87	1,75	2,01	21,0
210	-2,31	-2,17	-1,75	-1,30	3,93	8,86	1,85	2,15	22,8
220	-2,60	-2,51	-1,99	-1,45	8,49	10,6	1,96	2,37	24,8
230	-3,00	-2,84	-2,38	-1,54	15,2	12,9	2,08	2,43	29,0
75	-	-	-	-	15,1	17,7	1,14	1,14	37,0