

Francisco Carlos França de Almeida

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS PLÁSTICOS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Mestrado Profissional em Processos Construtivos
e Saneamento Urbano

Dissertação orientada pelo Professor Dr. Dênio Ramam Carvalho
de Oliveira



**SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
MESTRADO EM PROCESSOS CONSTRUTIVOS E SANEAMENTO URBANO**

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS PLÁSTICOS

FRANCISCO CARLOS FRANÇA DE ALMEIDA

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Mestrado Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano da Universidade Federal do Pará como requisito para a obtenção do grau de Mestre.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém – PA
2016

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ESTRIBOS PLÁSTICOS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

FRANCISCO CARLOS FRANÇA DE ALMEIDA

Esta Dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Processos Construtivos e Saneamento Urbano, área de concentração Estruturas, Construção Civil e Materiais – Linha de Pesquisa Estruturas e aprovada em sua forma final pelo Programa de Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano (PPCS) do Instituto de Tecnologia (ITEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA).

Aprovada em 31 de Agosto de 2016.

Prof. Dr. Bernardo Borges Pompeu Neto
(Coordenador do PPCS)

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
(Orientador – UFPA)

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Dr. Mateus Antônio Nogueira Oliveira
(Examinador Externo - UFPA)

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
(Examinador Interno – UFPA)

Belém – PA
2016

A Deus pela sua indiscutível presença imanente e por todas as bênçãos que tem concedido ao longo de minha vida.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais Terezinha França de Almeida e o Cristóvão Pereira de Almeida que estarão sempre ao meu lado nas conquistas e nos momentos difíceis. A minha querida e amada esposa, Marialva Almeida, aos meus amados filhos Larissa Emi, Marina Laís e Pedro Lucas, aos meus queridos irmãos Roberto, Cristina, Cleber e Márcia, a minha cunhada Nazaré Amorim e seu marido Domingos Amorim, pelo apoio a minha família nos momentos que foram precisos quando da minha ausência familiar em busca desse sonho profissional em Belém do Pará.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, pela orientação para o desenvolvimento desta pesquisa, pela amizade e disponibilidade permanente para me atender durante a realização deste trabalho.

Aos professores da Universidade Federal do Pará que ministraram o curso de Mestrado no município de Tucuruí/PA.

Aos bolsistas graduandos em Engenharia Civil, Vander Melo e Adenor Gatti pelo apoio na realização dos ensaios laboratoriais deste trabalho.

Aos funcionários dos Laboratórios de Engenharia Civil da UFPA pelo apoio na realização dos experimentos.

Ao GAEMA/UFPA e ao IPEAM, pela disponibilidade dos laboratórios da Universidade para realização dos experimentos.

Ao Instituto Federal do Amapá – IFAP, pelo apoio financeiro nas despesas com transportes e estadias durante o curso em Tucuruí e Belém do Pará.

A todos os demais que, direta ou indiretamente contribuíram na realização deste trabalho.

RESUMO

A utilização de novas tecnologias no mercado da construção civil, cresce a cada ano, e para suprir as necessidades desse setor, vários produtos são apresentados em feiras e congressos tecnológicos como alternativas para a redução de custos de produção e de execução de obras. Paralelo a isso, pequenas indústrias desse setor comercializam, inclusive pela internet, uns estribos a base de polímeros (plásticos) para uso em vigas e pilares de concreto armado em substituição aos de aço, com a promessa de redução de custos e a garantia da eficiência do seu uso, baseados em dados técnicos de seus ensaios em laboratório nacional. Tais dados e eficiência, precisam ser confirmados, tendo em vista que suas aplicações nessas estruturas, ainda são desconhecidas pela maioria dos profissionais da área da construção civil, e não possuem parâmetros técnicos de seu uso na norma NBR 6118 (ABNT, 2014) da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. Para conhecermos as propriedades mecânicas e a segurança de sua aplicação, foram adquiridos, entre outros existentes nesse mercado, um tipo de estribo plástico de formato retangular (100 x 250) mm², e ensaiados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará em 7 vigas de concreto armado com seção (140 x 290) mm² e 2200 mm de comprimento, sendo 1 com estribo de aço para referência, 3 com estribos plásticos e 3 com estribos de aço e plástico alternados a cada 150 mm, 100 mm e 75 mm. As armaduras das regiões tracionadas e comprimidas são as mesmas da viga de referência. O referido estribo foi estudado aos esforços de cisalhamento, sendo utilizado o modelo de ensaio *STUTTGART*. Os resultados experimentais obtidos nos ensaios, mostraram que o uso dos estribos plásticos nessas vigas, tiveram um desempenho ineficiente e insatisfatório em relação aos convencionais de aço, visto que a sua contribuição no combate aos esforços de cisalhamento, foi praticamente desprezível quando comparado com os resultados obtidos com o uso dos estribos de aço na viga de referência.

Palavras-chave: Viga, concreto armado, cisalhamento, estribo plástico.

ABSTRACT

The use of new technologies in civil construction market grows every year. In order to supply the needs of this department, several products are presented in fairs and congresses as alternatives to generate costs reduction in production and execution of building works. In parallel, small industries of civil construction market provide a polymer-based (plastic) stirrup, selling it through the internet, to use in the reinforced concrete beams and pillars as a replacement for those made of steel, with the promise of costs reduction and the guarantee of efficiency, according to data from national laboratories. But it needed to be confirmed, since the applications in these structures are still unknown by the majority of professionals of this area. Moreover, the brazilian standard on reinforced concrete, NBR 6118 (ABNT, 2014), released by the Brazilian Association for Technical Standards, brings no reference to the utilization of polymer-based stirrups. To check the mechanical properties and the safety of this product, polymer-based stirrups with rectangular shape (100 mm x 250 mm) were used in beams and tested at the Civil Engineering Laboratory located in the Federal University of Para. A total of 7 reinforced concrete beams were made, having a cross section of 140 mm x 290 mm and 2200 mm in length, 1 with steel bracket for reference, 3 with plastic stirrups and 3 with steel and plastic straps alternating every 150 mm, 100 mm and 75 mm. The beams with plastic stirrups had the same longitudinal reinforcement as the reference beam. The plastic stirrups were used to study its behavior as shear reinforcement. The *STUTTGART* test setup was used during the procedure. The experimental results obtained from the tests with plastic stirrups indicate inefficient and unsatisfactory performance compared to conventional steel stirrups since its contribution to withstand shear forces was practically negligible in relation to the reference beam.

Keywords: beam, reinforced concrete, shear, plastic stirrups.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Justificativa	1
1.2.	Objetivos	2
1.3.	Estrutura do trabalho	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1.	Caracterização dos plásticos	4
2.1.1.	Os principais tipos de plásticos	4
2.2.	Propriedades dos materiais.....	6
2.2.1.	Propriedades mecânicas	6
2.3.	Comportamento dos materiais submetidos à ensaio de tração.....	12
2.3.1.	Comportamento elástico	12
2.3.2.	Comportamento Plástico	12
2.4.	Cálculo das tensões e deformações	12
2.4.1.	Tensão nominal ou tensão de engenharia	12
2.4.2.	Tensão de escoamento	13
2.4.3.	Resiliência	14
2.4.4.	Estricção	14
2.4.5.	Limite de resistência à tração (LRT).....	15
2.4.6.	Tensão de ruptura (σ_R)	16
2.4.7.	Fases de evolução do diagrama (Figura 17).....	17
2.5.	Propriedades mecânicas do concreto	17
2.5.1.	Resistência à compressão	17
2.5.2.	Resistência à tração	18
2.6.	Ensaio de Flexão e Força Cortante em Vigas de Concreto Armado	19
2.6.1.	Histórico.....	19
2.6.2.	Fundamentação Teórica – Modelo Experimental	20
2.7.	Modelo de Treliça	38

2.8.	Modos de ruptura de vigas de concreto armado	43
2.8.1.	Ruptura por flexão	43
2.8.2.	Ruptura por cisalhamento	46
2.8.3.	Ruptura das diagonais de compressão (esmagamento da biela)	46
2.8.4.	Ruptura por falha de ancoragem	47
2.8.5.	Ruptura da armadura transversal (força cortante-tração).....	48
2.8.6.	Ruptura por força cortante-flexão	48
2.8.7.	Ruptura por flexão da armadura longitudinal:	49
2.9.	Principais Fatores que influenciam a resistência à força cortante	50
2.10.	Trabalhos semelhantes realizados	53
2.10.1.	SILVA <i>et al.</i> (2012)	53
2.10.2.	CARELLI <i>et al.</i> (2002)	57
2.11.	Recomendações Normativas	63
2.11.1.	Resistência ao cisalhamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014)	63
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	66
3.1.	Características das vigas	66
3.1.1.	Armaduras de flexão	66
3.2.	Detalhes das armaduras das vigas	67
3.3.	Detalhes das fôrmas	70
3.4.	Concretagem e retirada de corpos-de-prova de concreto	70
3.5.	Desforma das vigas	71
3.6.	Ensaio dos corpos-de-prova	71
3.6.1.	Ensaio de resistência do concreto à compressão simples	71
3.6.2.	Ensaio de tração da armadura de flexão de 12,5 mm e do estribo de 5,0 mm	72
3.6.3.	Ensaio de tração dos estribos plásticos	73
3.7.	Instrumentação das vigas antes dos ensaios.....	76
3.7.1.	Deslocamentos verticais.....	76
3.7.2.	Deformação nas armaduras e no concreto	77
3.8.	O Sistema de ensaio das vigas (<i>STTUTGART</i>)	79
3.8.1.	Ensaio das vigas	80

4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	85
4.1.	Aplicação das expressões normativas para determinação das cargas de ruptura.....	85
4.1.1.	Cálculo da Carga última de ruptura por flexão (<i>P_{flex}</i>).....	85
4.2.	Deslocamentos verticais.....	86
4.3.	Deformações na superfície do concreto	87
4.4.	Deformações na armadura de flexão.....	88
4.5.	Deformações dos estribos plásticos	88
4.6.	Deformações dos estribos de aços	89
4.7.	Comparação dos resultados estimados (NBR) e ensaios	90
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Módulo de Elasticidade e Tensão última de tração de alguns materiais	11
Tabela 2 – Carga de ruptura de vigas com estribos verticais (SILVA, 2012).....	55
Tabela 3 – Carga de ruptura de vigas com estribos contínuos (SILVA, 2012).....	55
Tabela 4 - Resultados das vigas ensaiadas por PINTO (2001)	59
Tabela 5 - Cargas de ruptura das vigas ensaiadas por CARELLI <i>et al</i> (2002)	60
Tabela 6 - Cargas de Ruínas das vigas ensaiadas por CARELLI <i>et al</i> (2002).....	61
Tabela 7 – características das vigas.....	66
Tabela 8 - Resultado dos ensaios de resistência a compressão dos corpos-de-prova	72
Tabela 9 - Resultados dos ensaios dos módulos de elasticidades dos corpos-de-prova.	72
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de tração das barras de aço.	73
Tabela 11 - Resultados dos ensaios iniciais de tração dos estribos plásticos.....	74
Tabela 12 – Resultado do ensaio de tração dos estribos plásticos na máquina universal	75
Tabela 13 - Variáveis das equações	85
Tabela 14 - Resultados para as Cargas de Ruptura	86
Tabela 15 - Comparação: resultados de cálculos (NBR) x resultados ensaios.	91

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Máquina universal de ensaio	7
Figura 2 - Ilustração das garras da máquina universal para ensaio à tração	7
Figura 3 - Zonas (fases) de um ensaio de tração	8
Figura 4 - Curvas de tensão -deformação de ensaios de tração de aço	8
Figura 5 - Curvas de tensão - deformação de ensaios à tração de polímeros.....	9
Figura 6 - Tenacidade de um material frágil e outro dúctil.....	9
Figura 7 – Ductibilidade.....	10
Figura 8 - Lei de Hooke $\sigma = E \cdot \epsilon$	10
Figura 9 - Módulo de deformação tangente inicial (E_{ci})	11
Figura 10 - Região elástica de um material.....	12
Figura 11 - Região plástica.....	13
Figura 12 - Gráfico da resiliência.....	14
Figura 13 - Redução da área no teste de tração para corpo-de-prova de seção circular	15
Figura 14 - Redução da área no teste de tração para corpo-de-prova de seção retangular	15
Figura 15 - Perfil da amostra de metais com a estricção em vários estágios de deformação ..	15
Figura 16 - Amostra de polímeros com a estricção em vários estágios de deformação	15
Figura 17 - Diagrama $\sigma \times \epsilon$ para material dúctil.....	16
Figura 18 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão.....	18
Figura 19 - Ensaio de tração por compressão diametral	19
Figura 20 - Carregamento com duas cargas concentradas	20
Figura 21 - Trajetórias principais de tração e compressão.....	21
Figura 22 - O esforço de tração é absorvido totalmente pelo concreto.....	21
Figura 23 - Início do estágio de fissuração (fissuras verticais de flexão pura)	21
Figura 24 - Formação de fissuras inclinadas (fissuras de cisalhamento).....	22
Figura 25 - Diagramas de deformações e tensões da seção transversal no Estádio II	22
Figura 26 - Esquema da configuração de fissuração da viga na ruptura.....	22
Figura 27 - Diagramas de deformações e tensões da seção transversal no Estádio III	23
Figura 28 - Fissuras de retração em viga.....	23
Figura 29 - Forças internas em uma viga sem estribos	26
Figura 30 - Exemplos onde a ação de pino ocorre	27
Figura 31 - Modos de ruptura do mecanismo de efeito pino	29

Figura 32 – Viga sem armadura de cisalhamento com ruptura no momento da primeira fissura inclinada.....	29
Figura 33 - Viga sem armadura de cisalhamento com ruptura após a ocorrência da primeira fissura inclinada.....	30
Figura 34 - Ação de arco ou de pórtico atirantado próximos dos apoios.....	30
Figura 35 - Ruptura por tração diagonal.....	31
Figura 36 - Ruptura por escorregamento das barras longitudinais tracionadas.....	32
Figura 37 - Ruptura por escorregamento das barras longitudinais tracionadas.....	32
Figura 38 - Modelos de ruptura em vigas curtas (vigas-paredes).....	33
Figura 39 - Efeito da relação a/d na capacidade resistente ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal.....	34
Figura 40 - Mecanismos de transferência da força cortante em viga com armadura transversal.....	35
Figura 41 - Contribuição de cada mecanismo de transferência de força cortante em viga com armadura transversal (MACGREGOR e WIGHT, 2005).	36
Figura 42- Atuação do estribo no modelo de treliça.....	38
Figura 43 - Analogia de treliça idealizada por MÖRSCH e RITTER (para $\alpha = 90^\circ$).....	38
Figura 44 - Mecanismos internos resistentes da treliça.....	40
Figura 45 - Ação do efeito Dowel (ZINK, 2000, adaptado).	40
Figura 46 - Forças atuantes em uma fissura inclinada.....	41
Figura 47 - Distribuição idealizada das forças cortantes em uma viga com armadura de cisalhamento (PENDYALA e MENDIS, 2000).....	42
Figura 48 - Armaduras longitudinal (reta + dobrada) + armadura transversal (estribo).....	42
Figura 49 - Armaduras longitudinais (reta) + armadura transversal (estribo).....	42
Figura 50 - Domínios de estado limite último de uma seção transversal.....	44
Figura 51 - Ruptura por esmagamento da biela.....	47
Figura 52 - Ruptura por falha de ancoragem no apoio.....	47
Figura 53 - Ruptura por força cortante-tração (ruptura da armadura transversal).....	48
Figura 54 - Ruptura por força cortante-flexão (esmagamento da região comprimida).....	49
Figura 55 - Ruptura por flexão localizada da armadura longitudinal.....	49
Figura 56 - Panorama de fissuração.....	50
Figura 57 - Efeito da altura da viga, d , na falha por cisalhamento de vigas de vários tamanhos.....	52
Figura 58 - Detalhe dos estribos contínuos e dos estribos verticais.....	53

Figura 59 - Esquema de ensaio.	54
Figura 60 - Capacidade de carga dos estribos verticais e contínuos	55
Figura 61 - Ensaio da viga VC e VC02.....	56
Figura 62 - posição da ruptura dos estribos contínuos	56
Figura 63 - posição da ruptura dos estribos contínuos verticais	56
Figura 64 - Deslocamento da armadura de porta estribo da V02.....	57
Figura 65 - Esquema representativo dos ensaios	58
Figura 66 - Formato dos estribos autotravantes	59
Figura 67 - Diagramas carga-deslocamento no centro do vão das vigas VPC2 e VPA1.....	59
Figura 68 - Medição dos ângulos das fissuras diagonais	60
Figura 69 - Configurações não deformada e deformada do estribo autotravante	62
Figura 70 - Ruptura dos estribos convencionais	62
Figura 71 - Fissuração das vigas do grupo VS no momento da ruptura	62
Figura 72 - Seção transversal da viga de referência (VRF150)	66
Figura 73 - Seção do estribo de aço, e do estribo plástico	67
Figura 74 - Armadura da Viga de referência VRF150.....	67
Figura 75 – Armadura da Viga V1P150.....	68
Figura 76 – Armadura da Viga V2P100.....	68
Figura 77 – Armadura da Viga V3P075.....	68
Figura 78 – Armadura da Viga V4A150.....	69
Figura 79 – Armadura da Viga V5A100.....	69
Figura 80 – Armadura da Viga V6A075.....	69
Figura 81 - Detalhes das fôrma e armaduras após suas montagens	70
Figura 82 - Retirada dos corpos-de-prova.....	70
Figura 83 - Concretagem das vigas	70
Figura 84 - Vigas desformadas.....	71
Figura 85 - Corpo-de-prova em ensaio de compressão.....	71
Figura 86 - Resistência a compressão simples do concreto (MPa)	72
Figura 87 - Gráfico dos módulos de elasticidades dos corpos-de-prova do concreto (MPa)...	72
Figura 88 - Gráfico do ensaio de tração da armadura de 12,5 mm	73
Figura 89 – Gráfico do ensaio de tração da armadura de 5,0 mm.....	73
Figura 90 – preparo dos estribos plásticos para o ensaio preliminar	74
Figura 91 - Ensaio das amostras dos estribos plástico	75
Figura 92 - Gráfico da tensão última dos modelos de ensaios tipo 1 e tipo 2.....	75

Figura 93 - Gráfico da Carga x alongamento do ensaio dos estribos plástico	76
Figura 94 - Detalhe da posição do deflectômetro digital sob a viga.	76
Figura 95 - Extensômetro EER	77
Figura 96 - Posição dos extensômetros, sendo um no estribo plástico e outro no de aço.....	78
Figura 97 - Posição dos extensômetros nas armaduras	78
Figura 98 - Posição do extensômetro na região comprimida da viga	78
Figura 99 - Fixação dos extensômetros na região comprimida.....	79
Figura 100 - Esquema do modelo de ensaio <i>STTUTGART</i> e a sua Vista 3D.....	79
Figura 101 - Fissuras na viga VRF150 após a ruptura por flexão.....	80
Figura 102 - Mapa de fissuras da Viga VRF150.....	80
Figura 103 - Fissuras na viga V1P150 após ruptura de cisalhamento, por tração	81
Figura 104 - Mapa de fissuras da Viga V1P150	81
Figura 105 - Fissuras na viga V2P100 após ruptura de cisalhamento, por tração	81
Figura 106 - Mapa de fissuras da Viga V2P100	81
Figura 107 - Fissuras na viga V3P075 após ruptura de cisalhamento, por tração	82
Figura 108 - Mapa de fissuras da Viga V3P075	82
Figura 109- Fissuras na viga V4A150 após ruptura de cisalhamento, por tração.....	82
Figura 110 - Mapa de fissuras da Viga V4A150.....	82
Figura 111 - Fissuras na viga V5A100 após ruptura de cisalhamento, por tração.....	83
Figura 112 - Mapa de fissuras da Viga V5A100.....	83
Figura 113 - Fissuras na viga V6A075 após ruptura por flexão	84
Figura 114 - Mapa de fissuras da Viga V6A075.....	84
Figura 115 - Deslocamento vertical das vigas	87
Figura 116 - Deformação na superfície do concreto	87
Figura 117 - Deformação da armadura de flexão.....	88
Figura 118 – Deformação dos estribos plásticos.....	89
Figura 119 - Deformação dos estribos de aço	90

1. INTRODUÇÃO

A busca por maior produtividade, menores custos e eficiência nas estruturas de concreto armado, fomenta a pesquisa na direção da criação de dispositivos mais práticos e que atendam às necessidades de dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. Tais produtos chegam no mercado como alternativa na substituição de alguns materiais na indústria da construção civil, como é o caso do estribo plástico, objeto de estudo nesse trabalho, que chega a esse mercado como alternativa de substituição aos estribos de aço no combate aos esforços de cisalhamento em vigas de concreto armado, cuja matéria prima tem suas reservas mapeadas e escassas. Tal estribo, é apenas um entre outros existentes no mercado da construção civil cujas informações técnicas não são apresentadas de forma clara no momento da compra ao consumidor, e como em todas as etapas da evolução, quando um produto novo chega ao mercado, gera dúvidas sobre a sua eficiência, e conseqüentemente as suas propriedades mecânicas precisam ser analisadas tecnicamente para garantir um estado de segurança àqueles que vão usá-la como insumo de um elemento estrutural em seus projetos.

Com o crescimento da indústria da construção civil no Brasil, principalmente devidos a programas do governo federal como o PAC, novas metodologias construtivas e novos materiais precisam ser buscados para se tornarem alternativas de utilização nas obras com o objetivo da redução de custos e do tempo de execução. Como um dos elementos estruturais mais comuns em vários tipos de construções, a viga é elemento fundamental de sustentação da maioria das edificações de concreto armado e um dos seus elementos principais, o estribo, é o responsável pelo combate aos esforços de cisalhamento, cujos estudos de seu comportamento, com o uso de novas matérias primas e novas formas, vem crescendo, na busca da redução seus custos de produção e na sua execução estrutural. Dentro desses estudos, estão os estribos plásticos autotravantes, e outros que foram desenvolvidos e que tiveram resultados significativos em vigas de concreto armado, quando comparados com os estribos tradicionais de aço, como é o caso dos estribos contínuos (SILVA, 2012) e dos estribos de aço autotravantes (CARELLI, 2002) que também serão citados nesse trabalho.

1.1. Justificativa

A busca de alternativa de materiais que venham substituir o aço na construção civil, está cada vez mais presente nas pesquisas nos laboratórios. O estribo de aço até hoje ainda é o material essencial ao combate aos esforços de cisalhamento nas estruturas de concreto armado,

e a produção de sua matéria prima tem um alto custo financeiro, além de um grande impacto ambiental. Desta forma, faz-se necessário a busca de um material alternativo a essa utilização, e que venha trazer, além da segurança das estruturas, também a economia e redução de peso. O estribo plástico como material alternativo, necessita ser submetido a testes em laboratório a fim de se estudar o seu comportamento mecânico quando submetidos a esforços de flexão.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Caracterizar as propriedades mecânicas do estribo plástico;

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Ensaiar experimentalmente vigas de concreto armado com estribos plástico;
- b) Analisar e discutir os resultados dos ensaios e compará-los com os estimados através das recomendações da norma NBR 6118 (ABNT, 2014);
- c) Apresentar uma alternativa para utilização dos estribos plásticos em vigas em concreto armado.

1.3. Estrutura do trabalho

Este trabalho foi estruturado em cinco capítulos, com os seguintes conteúdos:

O primeiro capítulo apresenta a introdução com as justificativas e objetivos.

O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre, caracterização e tipos de plásticos, e alguns trabalhos realizados utilizando estribos de aço, e informações sobre sustentabilidade ambiental, Cisalhamento em vigas, ensaio de *STUTTGART*.

O terceiro capítulo apresenta o programa experimental adotado da pesquisa, que consiste no sistema de ensaio de 7 vigas de concreto armado (sendo 1 com estribo de aço e 6 com a utilização dos estribos plásticos em diversas situações de espaçamentos e em conjunto com os de aço).

No quarto capítulo são apresentados e analisados os resultados experimentais, comparando os valores das cargas de ruptura e os modos de ruptura com as estimativas obtidas através das normas técnicas. Também são apresentados os resultados dos ensaios para caracterização do aço, concreto e dos estribos plásticos utilizados na confecção das vigas.

O quinto capítulo apresenta as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

Por fim são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Caracterização dos plásticos

Segundo PIVA e WIEBECK (2004) a palavra “plástico” vem do grego e significa “adequado a moldagem”, e MANO et al. (2005), diz que “assim como a palavra “metal” não difere o ferro do alumínio, “plástico” não se refere a um único material, e que os plásticos, as borrachas e as fibras são constituídos principalmente de polímeros e podem ser classificados em dois grandes grupos quanto ao seu comportamento quando aquecidos:

a) Termoplásticos: os que fundem por aquecimento e solidificam por resfriamento, reversivelmente, por exemplo, o polietileno e o politeraftalato de etileno (PET).

b) Termorrígidos: aqueles que, por aquecimento, sofrem reações químicas e se transformam em massa insolúvel e infusível, como a resina fenólica e a borracha vulcanizada. Esses são os termorrígidos químicos. Há também matérias do tipo termorrígidos físicos, em que as ligações intermoleculares são hidrogênicas, como é o caso da celulose do papel.

De acordo com MANO *et al.* (2005), o comportamento mecânico é também uma forma bastante utilizada para classificar os polímeros:

a) borrachas ou elastômeros, matérias que a temperatura ambiente, exibem elevada elasticidade, suportando grandes deformações sem ruptura, com rápida e espontânea retração ao tamanho original.

b) Plásticos: materiais que se tornam fluidos por ação da temperatura e podem ser moldados por pressão, tornam-se sólidos por resfriamento.

c) Fibras: matérias que apresentam alta resistência mecânica e elevada razão entre as dimensões longitudinal e transversal.

2.1.1. Os principais tipos de plásticos

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas estabelece através da norma NBR 13230 (ABNT, 2008) , simbologia a identificação dos termoplásticos utilizados na fabricação de embalagens e recipientes, facilitando a sua reciclagem. Considerou sete tipos de termoplásticos, a seguir:

Polietileno Tereftalato – PET: É utilizado em frascos de refrigerantes, de produtos de limpeza e farmacêuticos, em fibras sintéticas, etc...

Polietileno de Alta Densidade – PEAD: São utilizados na confecção de engradados para bebidas, garrafas de álcool e de produtos químicos, tubos para líquidos e gás, tanques de combustível, etc...

Policloreto de Vinila – PVC: São utilizados em tubos e conexões para água, calçados, encapamentos de cabos elétricos, equipamentos médico-cirúrgico, lonas, esquadrias e revestimentos, etc...

Polietileno de Baixa Densidade – PEBD: São empregados nas embalagens de alimentos, sacos industriais, sacos para lixo, filmes flexíveis, lonas agrícolas, etc.

Polipropileno – PP: O polipropileno possui um alto grau de cristalinidade, devido a isso apresenta um alto ponto de fusão, resistência química e mecânica e rigidez. Essa combinação de propriedades permite que o polímero seja orientado durante o processamento através de estiramento, podendo ser transformado em fibras, artigos moldados por injeção ou por extrusão. Empregados em embalagem de massas alimentícias e biscoitos, potes de margarina, seringas descartáveis, equipamentos médico-cirúrgicos, fibras e fios têxteis, utilidades domésticas, autopeças, etc...

Poliestireno – PS: Trata-se de uma resina, do grupo dos termoplásticos, cuja característica reside na sua fácil flexibilidade ou moldabilidade sob a ação do calor. Os processos de moldagem são principalmente a termoformagem a vácuo e a extrusão. Sob a ação do calor a resina toma a forma líquida ou pastosa, moldando-se com facilidade em torno de um molde. É duro e quebradiço com transparência cristalina, semelhante ao vidro. O poliestireno de alto impacto (HIPS) contém de 5 a 10% de elastômero, que é incorporado através de mistura mecânica ou diretamente no processo de polimerização através de enxerto na cadeia polimérica. Usado em copos descartáveis, placas isolantes, aparelhos de som e de TV, embalagens alimentícias, revestimento de geladeiras, material escolar, etc...

Outros tipos de plásticos são as resinas plásticas não indicadas até aqui e são utilizadas em plásticos especiais na engenharia, em CDs, em eletrodomésticos, em corpo de computadores e em outras utilidades especiais.

2.2. Propriedades dos materiais

Segundo MANO (1991), as propriedades que caracterizam os materiais são: Propriedades Físicas, Químicas e Físico-químicas. Considerando o objetivo desse trabalho, trataremos aqui somente das propriedades físicas (aquelas que não envolvem qualquer modificação estrutural a nível molecular dos materiais), e dentro dessa propriedade veremos, entre outras existentes (térmica, elétrica, ótica, etc.), somente as mecânicas.

2.2.1. Propriedades mecânicas

Segundo MANO (1991), as propriedades mecânicas compreendem a totalidade das propriedades que determinam a resposta dos materiais às influências mecânicas externas; são manifestadas pela capacidade desses materiais desenvolverem deformações reversíveis e irreversíveis, e resistirem a fratura.

VAN VLACK (1984) e WILLIAM *et al.* (2000) dizem que ensaios mecânicos são importantes para determinar os parâmetros dos materiais em condições de trabalho. Existem vários tipos de ensaios para caracterizar as propriedades mecânicas de polímeros e materiais metálicos. Eles podem ser estáticos, dinâmicos, destrutivos ou não destrutivos, de curta duração ou longa duração, entre outros.

Nas propriedades mecânicas, temos Resistência à tração, alongamento na ruptura, módulo de elasticidade, resistência à compressão, resistência à flexão, resistência à fadiga, resistência ao impacto, Dureza, Resistência à fricção e resistência à abrasão.

Considerando o objetivo deste trabalho, iremos tratar das propriedades mecânicas de resistência à tração e seus efeitos em materiais metálicos e poliméricos (resistência a tração ou tenacidade, alongamento na ruptura, e módulo de elasticidade), assim como as propriedades mecânicas de compressão e tração do concreto.

a) Resistência mecânica à tração

A resistência à tração na ruptura, ou tenacidade de um material, é avaliada pela carga aplicada ao material por unidade de área, no momento da ruptura.

CALLISTER (2002), diz que o ensaio de tração é o mais utilizado para o levantamento de informações básicas sobre a resistência dos materiais e como um teste de aceitação de

materiais que se faz pelo confronto das propriedades determinadas pelo ensaio e ajustes especificados em projeto. O ensaio é feito em máquina universal de ensaio (figura 1 e figura 2), e consiste na aplicação de uma carga uniaxial crescente ao longo do eixo mais comprido do corpo-de-prova especificado, ao mesmo tempo em que são medidas as variações no comprimento.



Figura 1 - Máquina universal de ensaio (<http://www.emic.com.br>, acesso em agosto/2016)

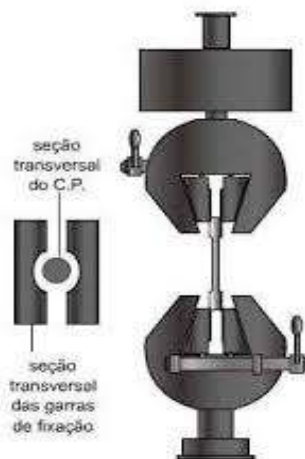


Figura 2 - Ilustração das garras da máquina universal para ensaio à tração (<http://www.cimm.com.br>, acesso em junho/2015)

As especificações quanto à forma e dimensões dos corpos-de-prova, velocidade de tensionamento, base de medida, etc., são ditadas pela norma técnica correspondente ao tipo de material. Para o aço é a NBR 6892-1 (ABNT, 2013) – (Materiais metálicos - Ensaio de Tração - Método de ensaio à temperatura ambiente), e para as caracterizações dos plásticos, as normas brasileiras ainda são em número insuficiente para todos os materiais poliméricos e em geral obedecem às normas americanas, *American Standards for Testing and Materials* (ASTM). Para o caso do ensaio de tração, baseia-se na ASTM D638/2014 (Standard Test Method for Tensile

Properties of Plastics), visto que a NBR 9622 (ABNT, 1986) (Plásticos – determinação das propriedades mecânicas a tração), foi cancelada e sem substituição em novembro de 2015.

Quando um corpo-de-prova é submetido a um ensaio de tração, é fornecido um gráfico (tensão versus deformações) resultante das relações entre a força aplicada e as respectivas deformações (alongamentos) ocorridas durante o ensaio até a sua ruptura, como mostra a figura 3.

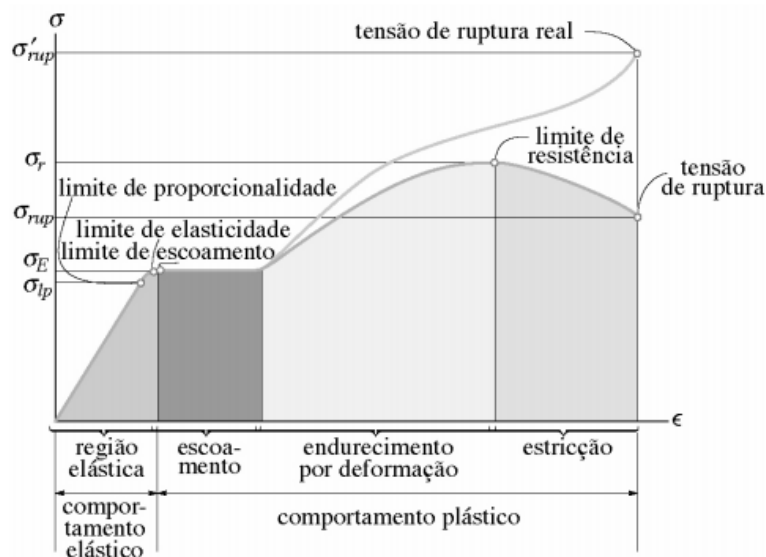


Figura 3 - Zonas (fases) de um ensaio de tração (HIBBELER, 2010)

Em função do material ensaiado têm-se diferentes comportamentos das curvas tensão versus deformação conforme apresentado na figura 4 para aços, e na figura 5 para polímeros tipo frágeis (elevado módulo de elasticidade e sem escoamento); plásticos (elevado módulo de elasticidade, tensão de escoamento, alongação na ruptura e resistência máxima a tração, e elastômeros.

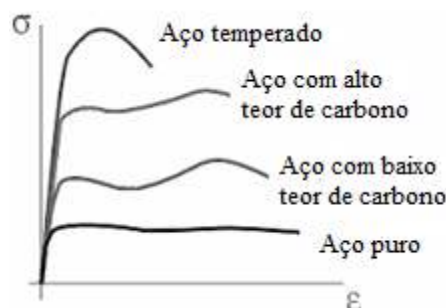


Figura 4 - Curvas de tensão -deformação de ensaios de tração de aço (HIBBELER, 2010)

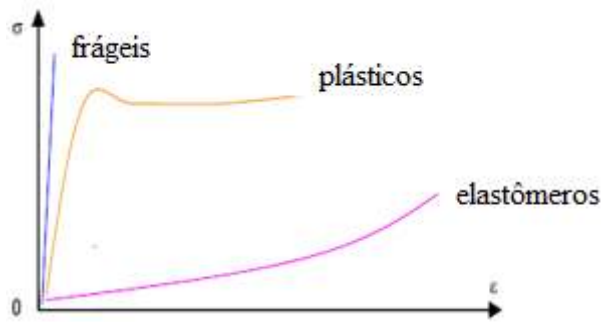


Figura 5 - Curvas de tensão - deformação de ensaios à tração de polímeros (<http://www.fem.unicamp.br>, acesso em setembro/2015)

A tenacidade representa uma medida da habilidade de um material em absorver energia até a fratura. Pode ser determinada a partir da curva tensão – deformação. Ela é a área sob a curva. Para que um material seja tenaz, deve apresentar resistência e ductilidade. Materiais dúcteis são mais tenazes que os frágeis, conforme mostra a figura 6.

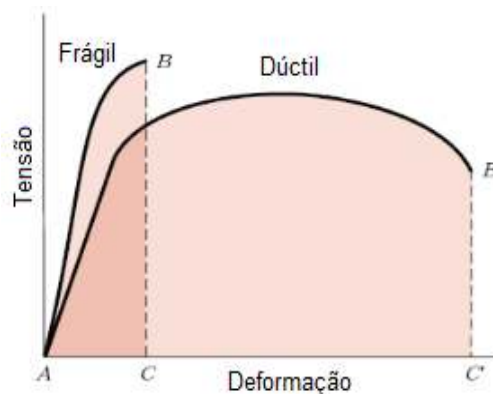


Figura 6 - Tenacidade de um material frágil e outro dúctil (<http://mecanica-blog.blogspot.com.br>, acesso em agosto/2015)

b) Alongamento na ruptura (percentual)

É a porcentagem da deformação plástica quando do momento da fratura. É dado pela equação 1.

$$AL = \frac{(l_f - l_0) \cdot 100}{l_0} = \epsilon \cdot 100 \quad (1)$$

Onde:

l_f representa o comprimento no momento da fratura;

l_0 representa o comprimento original.

Uma vez que uma proporção significativa da deformação plástica no momento da fratura está confinada à região do pescoço, a magnitude do % dependerá do comprimento útil do corpo-de-prova. Esse alongamento é muito mais evidente em materiais dúcteis, como pode ser observado na figura 7, e ele serve para determinar a ductilidade em termos do alongamento.



Figura 7 – Ductibilidade
(<http://www.ebah.com.br>, acesso em setembro/2015)

a) Módulo de elasticidade (E)

O módulo de elasticidade mede a rigidez do material, isto é, quanto maior o módulo de elasticidade, menor a deformação elástica resultante da aplicação de uma determinada carga. De acordo com MEYER *et. al.* (1982) descreve que no gráfico da tensão (σ) versus deformação (ϵ), a inclinação da região linear é o módulo de elasticidade ou módulo de Young, isto é, é a resultante da relação entre os valores da tensão e da deformação linear específica na fase elástica, conforme figura 8, e o seu cálculo é dado pela equação 2.

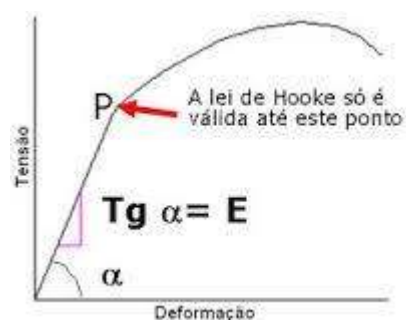


Figura 8 - Lei de Hooke $\sigma = E \cdot \epsilon$
(<http://corro4v072.blogspot.com.br>, acesso em agosto/2015)

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2)$$

Sendo:

E = Módulo de elasticidade;

σ = Tensão aplicada;

ε = Deformação linear específica.

Para o concreto a expressão do Módulo de Elasticidade é aplicada somente à parte retilínea da curva tensão-deformação ou, quando não existir uma parte retilínea, a expressão é aplicada à tangente da curva na origem. Neste caso, tem-se o Módulo de Deformação Tangente Inicial, E_{ci} (Figura 9). O módulo de deformação tangente inicial é obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522 (ABNT, 2008) – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Na tabela 1, têm-se o módulo de elasticidade e tensão última de alguns materiais.

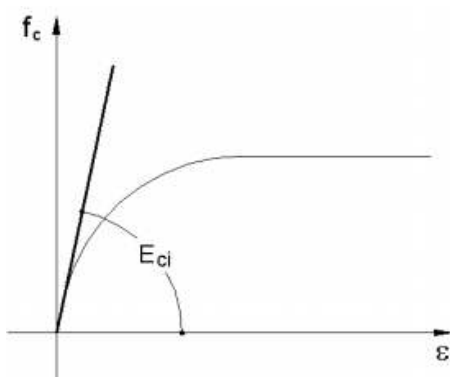


Figura 9 - Módulo de deformação tangente inicial (E_{ci})
(PINHEIRO, 2003)

Tabela 1 – Módulo de Elasticidade e Tensão última de tração de alguns materiais
(adaptado de HIBBELER, 2010)

Material	Módulo de Elasticidade E (GPa)	Tensão última de tração (MPa)
Ligas de Alumínio Forjado	73,1 - 68,9	290 - 469
Ligas de Ferro Fundido	67,0 - 172	179 - 276
Ligas de Cobre	101 - 103	241 - 655
Ligas de Magnésio	47,7	276
Ligas de Aço	193 - 200	400 - 800
Ligas de Titânio	120	1000
Concreto	22,1 - 29,0	-
Plástico Reforçado	72,4 - 131	90 - 717
Madeira Estrutural de Alta Qualidade	9,65 - 13,1	2,1 - 2,5

2.3. Comportamento dos materiais submetidos à ensaio de tração

2.3.1. Comportamento elástico

Um material é dito ter comportamento elástico se, uma vez removido o esforço, as dimensões retornam àquelas antes da aplicação do mesmo, isto é, não há deformações permanentes. O trecho 0-L da figura 10 é a região elástica do material, ou seja, o comprimento retorna ao valor L_0 se o ensaio for interrompido nessa região (resiliência). A tensão máxima na mesma é o limite de elasticidade σ_L do material. Dentro da região elástica, no trecho 0P, a tensão é proporcional à deformação, isto é, o material obedece à lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \epsilon$), onde E é o módulo de elasticidade e ϵ a deformação do material.

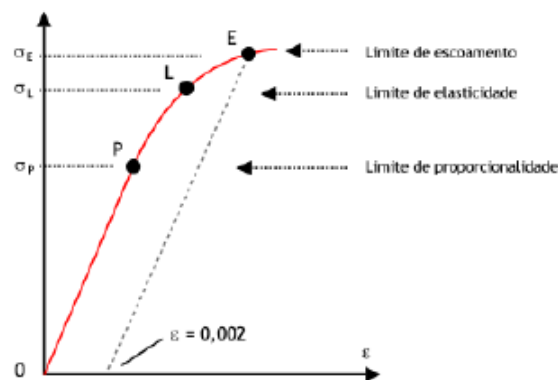


Figura 10 - Região elástica de um material
(<http://www.mspe.eng.br>, acesso em junho/2015)

2.3.2. Comportamento Plástico

A partir do ponto L a tensão não é mais proporcional à deformação, e não obedece mais a lei de *Hooke*, pois ocorre uma deformação permanente não recuperável. Tem-se o início a região plástica ou escoamento do material. Quando não se observa nitidamente o fenômeno de escoamento, é usual considerar início ou limite de resistência de escoamento σ_e a tensão que produz uma pré-deformação residual permanente de $\epsilon = 0,002$ ou 0,2% para os materiais metálicos, e 0,5% para os polímeros. Neste ponto, traça-se uma reta paralela à região retilínea até o ponto E de interseção com a curva tensão-deformação (figura 10).

2.4. Cálculo das tensões e deformações

2.4.1. Tensão nominal ou tensão de engenharia

De acordo com DIETER (2000) a tensão de engenharia (σ), é definida pela Equação:

$$\sigma = \frac{F}{S_0} \quad (3)$$

Sendo:

σ = Tensão;

F = Força (carga) aplicada;

S_0 = Área da seção inicial do corpo onde é diretamente aplicada a carga;

Deformação Nominal ou deformação de engenharia (ϵ):

É definida pela Equação:

$$\epsilon = \frac{(L - L_i)}{L_i} = \frac{\Delta L}{L_i} \quad (4)$$

Sendo:

ϵ = Deformação;

L_i = Comprimento inicial/original (antes da aplicação da carga);

L = Comprimento instantâneo (no momento da ruptura é o comprimento final - L_f).

2.4.2. Tensão de escoamento

A tensão de escoamento, existe somente para o material dúctil, e marca o ponto onde o material entra na região de escoamento. Esse fenômeno, nitidamente observado em metais de natureza dúctil, como aços baixo teor de carbono e caracteriza-se por um grande alongamento sem acréscimo de carga.

Depois do limite de escoamento há uma significativa redução da área da seção transversal e a tensão real segue algo como a curva tracejada da figura 11. Mas a convenção é usar tensão aparente, em relação à área inicial.

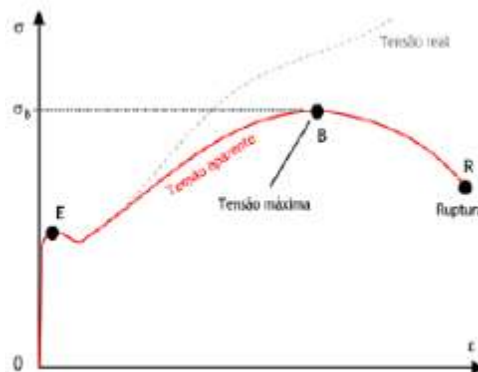


Figura 11 - Região plástica
(<http://www.msps.eng.br>, acesso em junho/2015).

Em B da figura 11 tem-se a tensão máxima σ_B e, em R, a Tensão de ruptura σ_r do corpo-de-prova. A tensão máxima, também denominada resistência à tração do material.

2.4.3. Resiliência

Capacidade de um material absorver energia quando ele é deformado elasticamente e depois, com o descarregamento ter essa energia recuperada. O módulo de resiliência é dado pela área sob a curva tensão-deformação até o escoamento. O gráfico da figura 12 mostra a resiliência.

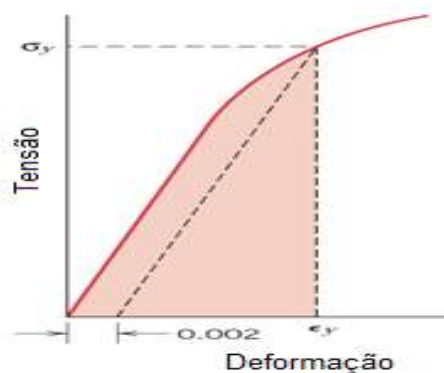


Figura 12 - Gráfico da resiliência
(<http://mecanica-blog.blogspot.com.br>, acesso em agosto/2015)

2.4.4. Estricção

É a diminuição da área da seção transversal do corpo-de-prova durante o ensaio, ocorre depois de atingida a carga máxima. A deformação é maior nesta região enfraquecida, e é onde ocorrerá a ruptura. É usada como medida da ductilidade (grau de deformação que um material suporta antes de fraturar), ou seja, quanto maior a estricção, mais dúctil é o material, e é calculada conforme Equação (5).

$$Z = \frac{S_o - S_f}{S_o} \times 100 \quad (5)$$

Sendo:

Z = Estricção;

S_o = Área inicial do corpo-de-prova;

S_f = Área final do corpo-de-prova.

A figura 13 e figura 14 mostram a redução da área da seção para corpos-de-prova de seção circular e para seção retangular. A figura 15 apresenta o perfil das amostras em vários estágios de deformação para um metal e a figura 16 para um polímero.

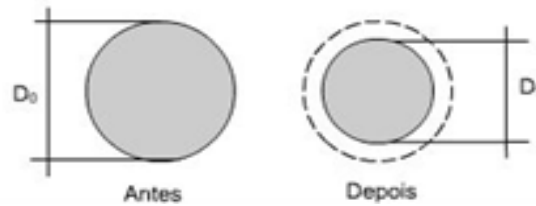


Figura 13 - Redução da área no teste de tração para corpo-de-prova de seção circular (<http://www.cimm.com.br>, acesso em junho/2015)

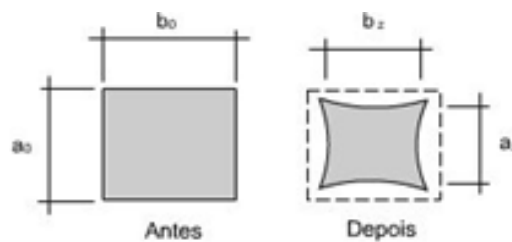


Figura 14 - Redução da área no teste de tração para corpo-de-prova de seção retangular (<http://www.cimm.com.br>, acesso em junho/2015)



Figura 15 - Perfil da amostra de metais com a estrição em vários estágios de deformação (CALLISTER, 2002)

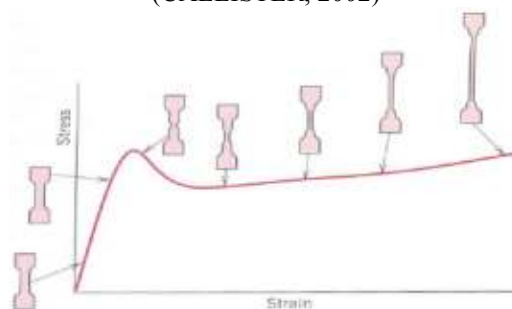


Figura 16 - Amostra de polímeros com a estrição em vários estágios de deformação (CANEVAROLO, 2006)

2.4.5. Limite de resistência à tração (LRT)

É a tensão no ponto máximo da curva tensão-deformação, isto é, é a máxima tensão que pode ser sustentada por uma estrutura que se encontra sob tração, conforme mostra a figura

15. MANO (1991), diz que os polímeros têm valores de resistência a tração muito baixo (menor que 10 kgf/mm²), bem maiores quando se trata de fibras. Já os metais, apresentam resistência muito elevada até 100 kgf/cm². Destaque para o PET que possui entre os polímeros o maior valor de resistência a tração e módulo de elasticidade (acima de 75 kgf/cm²), seguido do GRP (poliéster reforçado com fibra de vidro), que possui resistência a tração também acima de desse valor.

2.4.6. Tensão de ruptura (σ_R)

É a tensão com a qual o material se rompe (ponto de fratura). Porém é importante observar que nem sempre a tensão de ruptura é a tensão máxima que pode ser aplicada. Ao observar a Figura 17, percebe-se que o material pode chegar ao mesmo nível da tensão de ruptura e mesmo assim não se romper. Ele somente se rompe se tensão máxima já tiver sido ultrapassada, e então o material se alongaria novamente até romper, com um decréscimo na tensão, chegando em σ_r .

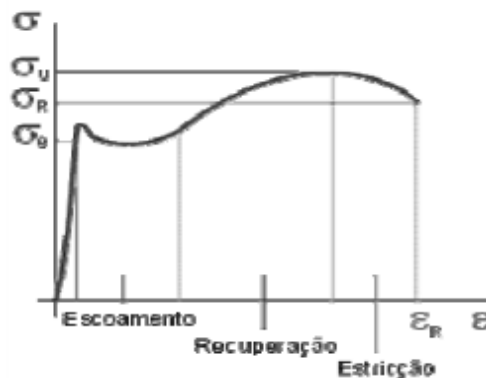


Figura 17 - Diagrama σ x ϵ para material dúctil.
(<http://www.ebah.com.br>, acesso em setembro/2015)

Onde:

σ_u : tensão última (máxima tensão que se atinge)

σ_r : tensão de ruptura (tensão que, se atingida, provoca a ruptura do material)

σ_e : tensão de escoamento

σ_R : deformação de ruptura (deformação que, se atingida, provoca a ruptura do material)

2.4.7. Fases de evolução do diagrama (Figura 17)

1. Aumento lento do comprimento (pequena deformação), diretamente proporcional a uma grande carga aplicada (trecho reto da origem até a tensão de escoamento - σ_e), com grande coeficiente angular (reta "quase" na vertical).

2. Longa deformação com pouco aumento da carga aplicada, ou seja, pequena variação da tensão (escoamento).

3. Aumento da deformação proporcional ao aumento da carga aplicada, ou seja, da tensão. Este aumento ocorre até que a carga aplicada atinja um valor máximo, ou, uma tensão última - σ_u (recuperação).

4. Diminuição do diâmetro do corpo (estricção). Uma diminuição da carga aplicada é suficiente para manter a deformação até a ruptura. (σ_r : tensão de ruptura; ϵ_r : deformação de ruptura).

2.5. Propriedades mecânicas do concreto

As principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios, executados em condições específicas. Geralmente, os ensaios são realizados para controle da qualidade e atendimento às especificações.

2.5.1. Resistência à compressão

A resistência à compressão simples, denominada f_c , é a característica mecânica mais importante. Para estimá-la em um lote de concreto, são moldados e preparados corpos-de-prova para ensaio segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015) – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto, os quais são ensaiados segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007) – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

O corpo-de-prova padrão brasileiro é o cilíndrico, com 15cm de diâmetro e 30cm de altura, e a idade de referência para o ensaio é 28 dias. Após ensaio de um número muito grande de corpos-de-prova, pode ser feito um gráfico com os valores obtidos de f_c versus a quantidade de corpos-de-prova relativos a determinado valor de f_c , também denominada densidade de frequência. A curva encontrada denomina-se Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão (Figura 18).

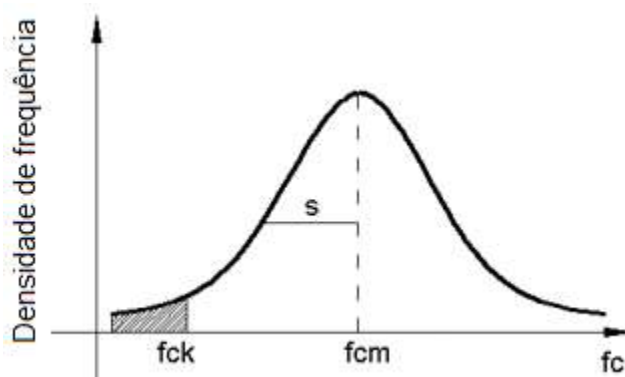


Figura 18 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão (PINHEIRO, 2003)

Na curva de Gauss encontram-se dois valores de fundamental importância: resistência média do concreto à compressão, f_{cm} , e resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} . O valor f_{cm} é a média aritmética dos valores de f_c para o conjunto de corpos-de-prova ensaiados, e é utilizado na determinação da resistência característica, f_{ck} , por meio da fórmula:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot s \quad (6)$$

O desvio-padrão s corresponde à distância entre a abscissa de f_{cm} e a do ponto de inflexão da curva (ponto em que ela muda de concavidade). O valor 1,65 corresponde ao quantil de 5%, ou seja, apenas 5% dos corpos-de-prova possuem $f_c < f_{ck}$, ou, ainda, 95% dos corpos-de-prova possuem $f_c \geq f_{ck}$. Portanto, pode-se definir f_{ck} como sendo o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos-de-prova de um determinado lote de concreto.

2.5.2. Resistência à tração

Os conceitos relativos à resistência do concreto à tração direta, f_{ct} , são análogos aos expostos no item anterior, para a resistência à compressão. Portanto, tem-se a resistência média do concreto à tração, f_{ctm} , valor obtido da média aritmética dos resultados, e a resistência característica do concreto à tração, f_{ctk} ou simplesmente f_{tk} , valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado pelos resultados de um lote de concreto. A diferença no estudo da tração encontra-se nos tipos de ensaio. Há três normalizados: tração direta, tração na flexão e o de compressão diametral que é o mais usado e conhecido internacionalmente como Ensaio Brasileiro pois foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1943. Considerando o objetivo desse trabalho, será dado apenas informações básicas do referido ensaio.

2.5.2.1. Ensaio de tração na compressão diametral (splitting test)

Para a sua realização, um corpo-de-prova cilíndrico de 15cm por 30 cm é colocado com o eixo horizontal entre os pratos da prensa (Figura 19), sendo aplicada uma força até a sua ruptura por tração indireta (ruptura por fendilhamento).

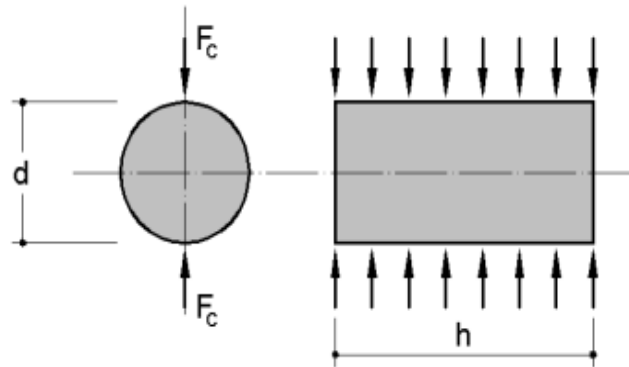


Figura 19 - Ensaio de tração por compressão diametral (PINHEIRO, 2003)

O valor da resistência à tração por compressão diametral, $f_{ct,sp}$, encontrado neste ensaio, é um pouco maior que o obtido no ensaio de tração direta. O ensaio de compressão diametral é simples de ser executado e fornece resultados mais uniformes do que os da tração direta.

2.6. Ensaio de Flexão e Força Cortante em Vigas de Concreto Armado

2.6.1. Histórico

Segundo CHAER e OLIVEIRA (2001), a partir de 1867, Monier obteve patentes para a construção de tubos, lajes e pontes, tendo êxito na execução de diversas obras em concreto armado, mesmo sem qualquer fundamentação científica, por métodos puramente empíricos. Anos depois, em 1902, E. Morsch elabora os primeiros textos teóricos sobre comportamento estrutural de peças em concreto armado, com especial enfoque para vigas prismáticas de seção retangular.

Após a compra dos direitos, pela Alemanha, da patente Monier, a empresa – que futuramente seria mundialmente conhecida por “Wayss e Freitag” – passou a impulsionar os primeiros ensaios de laboratório em peças de concreto armado. Estes experimentos foram realizados inicialmente pelos pesquisadores Leonhardt e Walther, o que ficou conhecido como “Ensaio de *STUTTGART*”.

Com os resultados dos “Ensaio de *STUTT GART*, comprovou-se experimentalmente a primeira teoria cientificamente consistente, que são as ideias fundamentais de Mör sch (Teoria Clássica de Mör sch) e, logo em seguida, surgem as primeiras redações de normas para o cálculo e construção em concreto armado, o que fez com que a utilização deste material iniciasse a conquista de um mercado em todo o mundo. Conseqüentemente, os estudos do Concreto Armado (dimensionamento, detalhamento e execução) foram amplamente explorados, gerando prescrições e recomendações cada vez mais precisas e melhor elaboradas, em função dos avanços que a evolução tecnológica tem propiciado para o homem.

2.6.2. Fundamentação Teórica – Modelo Experimental

O ensaio consiste no carregamento gradativo de uma viga retangular bi-apoiada (convenientemente dimensionada pela teoria clássica de Mör sch), com duas cargas concentradas **F1** simétricas conforme o esquema mostrado na Figura 20.

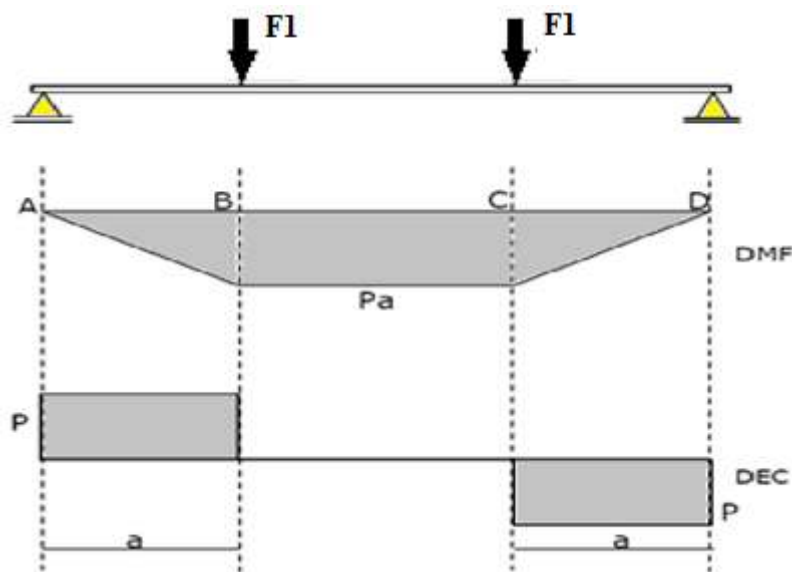


Figura 20 - Carregamento com duas cargas concentradas (CHAER E OLIVEIRA, 2001)

O carregamento é aumentado até que venha a atingir o valor que leve a viga à ruptura, permitindo, numa mesma peça, a observação da *flexão pura* (sem a presença do cisalhamento) no trecho BC e da *flexão simples* (com a presença do cisalhamento) nos trechos AB e CD.

2.6.2.1 - Comportamento resistente

Num primeiro estágio de carregamento, para pequenos valores da força **F1** a viga não apresenta fissuras (Estádio I), pois o concreto da fibra inferior não atingiu a tensão de ruptura à

tração. Enquanto a tensão de tração for inferior à resistência do concreto à tração na flexão, a viga não apresenta fissuras. Os pontos da peça não fissurada estão sob estado plano de tensões, com as trajetórias de tensões principais de tração e de compressão mostradas na Figura 21 e Figura 22.

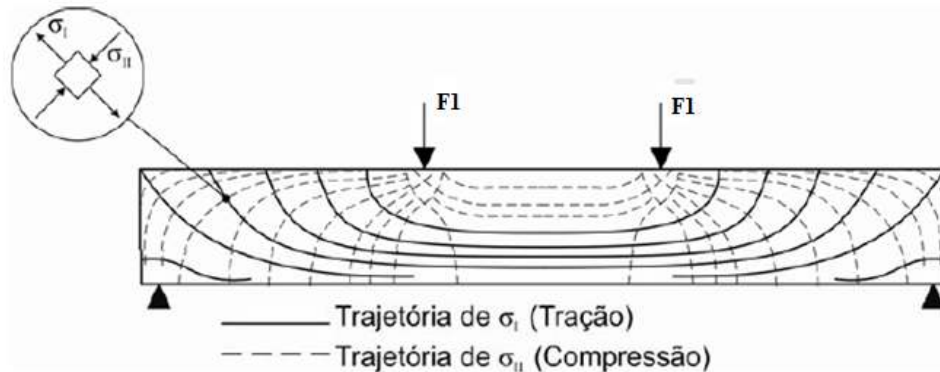


Figura 21 - Trajetórias principais de tração e compressão (CHAER e OLIVEIRA, 2001)

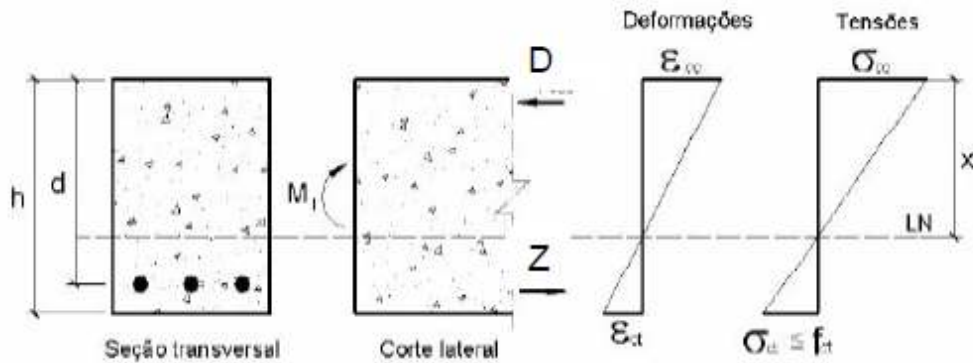


Figura 22 - O esforço de tração é absorvido totalmente pelo concreto.

Num segundo estágio de carregamento, com o aumento da carga F_1 para F_2 , a tensão de ruptura à tração é atingida no trecho central cujo momento é máximo e em seguida é ultrapassada, surgindo assim as primeiras fissuras de flexão (verticais) que se estendem até pouco abaixo da linha neutra (Estádio II). Nesta fase os esforços de tração são absorvidos pelas armaduras longitudinais. No início da fissuração dessa região central, os trechos junto aos apoios, o concreto ainda não atingiu a tensão de ruptura, e se encontra no *Estádio I*, sem fissuras (figura 23).

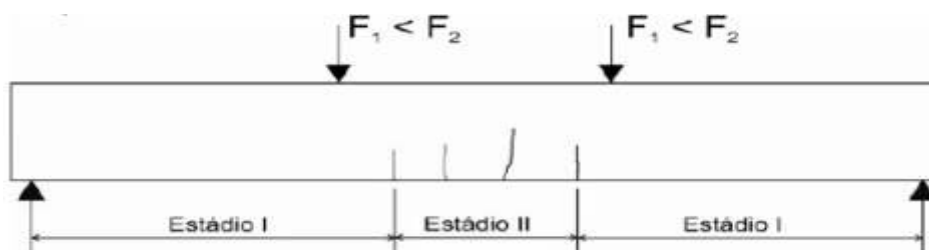


Figura 23 - Início do estágio de fissuração (fissuras verticais de flexão pura)

Continuando o aumento do carregamento de F_2 , surgem fissuras nos trechos entre as forças e os apoios, as quais são inclinadas, por causa da inclinação das tensões principais de tração (fissuras de cisalhamento). A inclinação das fissuras corresponde aproximadamente à inclinação das trajetórias das tensões principais, isto é, aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração, mas o aumento progressivo da carga, até o colapso (F_u) forçará toda a viga a trabalhar fissurada, com exceção de regiões muito pequenas, próximas aos apoios. (Figura 24), e o seu diagrama de deformação e tensões (figura 25).

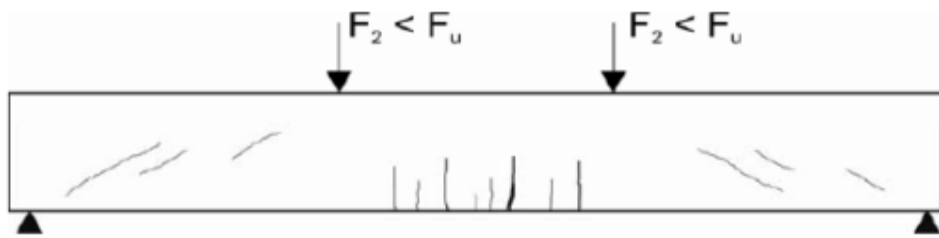


Figura 24 - Formação de fissuras inclinadas (fissuras de cisalhamento)

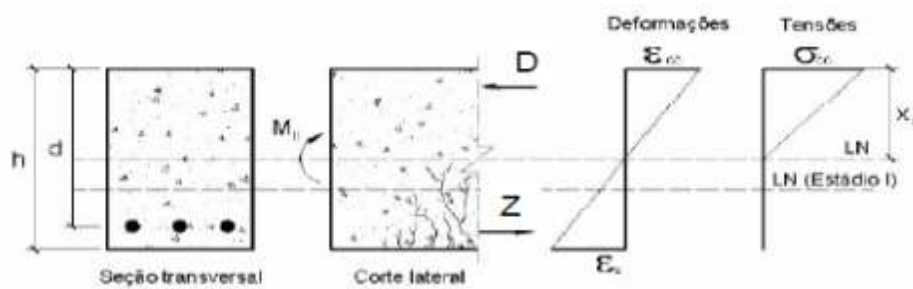


Figura 25 - Diagramas de deformações e tensões da seção transversal no Estádio II

No terceiro estágio de carregamento, com o aumento progressivo da carga F_2 , até o colapso (F_u), a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura e atinge o estado limite último (Estádio III). Toda a viga é forçada a trabalhar fissurada, com exceção de regiões muito pequenas, próximas aos apoios (figura 26). O diagrama de tensões é considerado com a forma parabólica retangular. É nesse Estádio que é feito o dimensionamento dos elementos de concreto armado, e os diagramas de deformações e tensões da seção são apresentados na Figura 27.

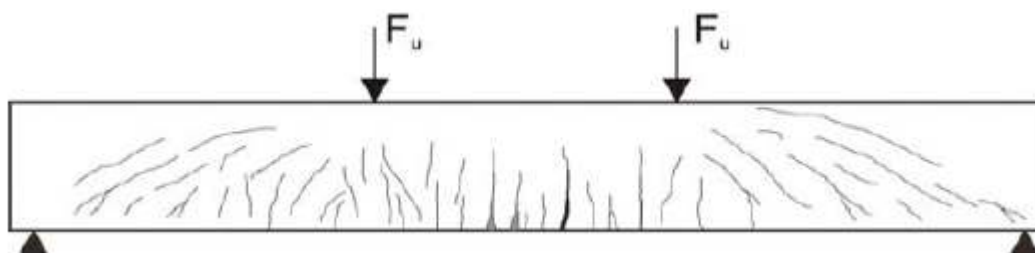


Figura 26 - Esquema da configuração de fissuração da viga na ruptura

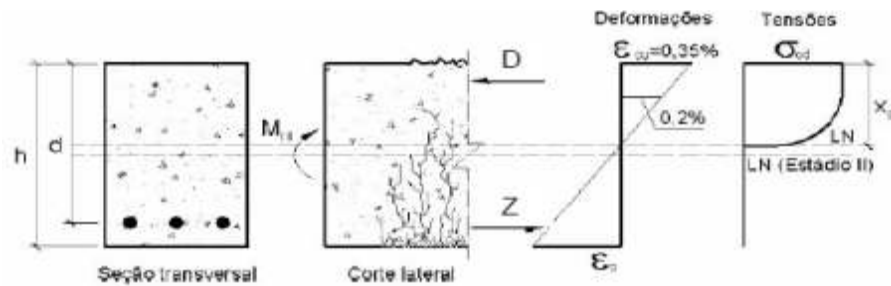


Figura 27 - Diagramas de deformações e tensões da seção transversal no Estádio III

É importante ressaltar que fissuras verticais, como mostradas na Figura 28, podem surgir nas vigas por efeito de retração do concreto, não necessariamente por efeito de tensões normais de tração oriundas da flexão da viga. São fissuras localizadas à meia altura, que geralmente não se estendem até as bordas superior e inferior da viga.

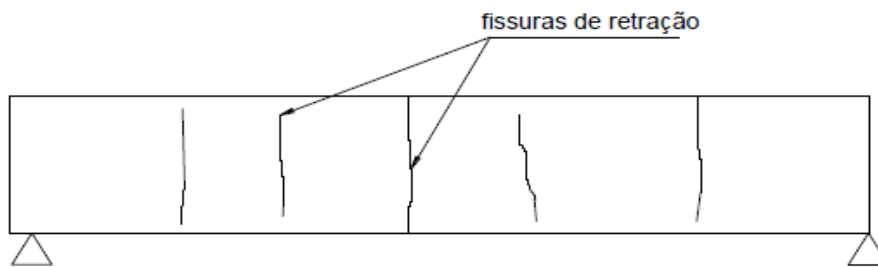


Figura 28 - Fissuras de retração em viga.

2.6.2.1.1. Comportamento Resistente de Vigas sem Armadura de Cisalhamento

Os estudos experimentais mostram que a capacidade de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas, uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares, e outra resistida pela armadura transversal, ou seja, uma viga, mesmo sem armadura transversal apresenta capacidade de resistir a uma determinada força cortante.

De acordo com o Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), para estruturas de concreto armado submetidas a forças cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos esquemas capazes de transmitir esforços. Em 1968, FENWICK e PAULAY, afirmaram que a ruptura das vigas por efeito de força cortante não estava ainda claramente definida, pois os mecanismos responsáveis pela transferência da força cortante são variados, complexos e difíceis de medir e identificar, porque após o surgimento das fissuras inclinadas ocorre uma complexa redistribuição de tensões, a qual é influenciada por vários fatores. Sendo assim, cada mecanismo tem uma importância relativa, de acordo com o pesquisador.

2.6.2.1.2. Mecanismos básicos de transferência da força cortante em vigas sem armadura transversal

a) Força cortante na zona de concreto não fissurado (banzo de concreto comprimido V_{cy}).

Este mecanismo ocorre em elementos não fissurados da viga (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada), conforme figura 29. A zona não fissurada de concreto comprimido pela flexão (banzo de concreto) contribui e proporciona uma certa resistência à força cortante atuante numa viga ou laje fissurada.

A integração das tensões de cisalhamento sobre a altura desse banzo comprimido fornece uma componente de força cortante, que é as vezes a explicação para a chamada “contribuição do concreto” (*concrete contribution*), como encontrado em textos de normas estrangeiras, principalmente o ACI 318. Essa componente de força cortante não é a componente vertical de um banzo de concreto comprimido inclinado (ASCE-ACI, 1998).

A contribuição do banzo comprimido depende principalmente da altura da zona comprimida, conseqüentemente, vigas com alturas baixas sem força axial de compressão apresentam pequena contribuição à resistência, porque a altura do banzo é relativamente pequena (TAYLOR, 1972, REINECK, 1991).

Diversas pesquisas experimentais executadas em vigas com armadura transversal mostraram que a contribuição da zona do banzo comprimido de concreto alcança valores entre 20 % e 40 % de resistência à força cortante na seção, sendo esta variação dependente principalmente da forma e da natureza das fissuras nas vigas, conforme ACHAYA e KEMP (1965), FENWICK e PAULAY (1968), TAYLOR (1972) e GERGELY (1969), citados no ASCE-ACI (1973).

b) Engrenamento dos agregados ou atrito das superfícies nas fissuras inclinadas (Vea)

Devido à rugosidade dos agregados ocorre um engrenamento entre eles nas superfícies das fissuras, o que proporciona uma resistência ao deslizamento e a transferência de força cortante através uma fissura inclinada.

O termo engrenamento dos agregados (*aggregate interlock*) vem sendo substituído por atrito entre as superfícies (*crack friction*), porque os concretos de alta resistência têm matriz com resistência semelhante à dos agregados, contribuindo para o mecanismo da transferência

de força cortante, mesmo após a propagação da fissura entre os agregados. Além disso o termo também indica que o mecanismo não depende meramente das características do material, o concreto. São quatro os parâmetros mais importantes no mecanismo de atrito nas fissuras: tensão de cisalhamento nas interfaces, tensão normal, largura e escorregamento da fissura.

Segundo POLI *et al.* (1987), o mecanismo de engrenamento dos agregados na interface das fissuras proporciona uma contribuição significativa à resistência à força cortante de vigas de Concreto Armado e Protendido. Ensaios experimentais indicaram que entre 33 % e 50 % da força cortante total sobre a viga pode ser transferida pelo engrenamento das interfaces. Outras considerações que esses pesquisadores apresentaram são:

- Os fatores que mais influenciam o fenômeno são a largura da fissura e o tamanho dos agregados. A resistência diminui com o aumento da largura da fissura e a diminuição do tamanho dos agregados. Concretos com maiores resistências tendem a apresentar superfícies menos rugosas, e conseqüentemente menor transferência de força cortante;
- Quanto menor a largura da fissura maior é a área de contato. A transferência depende também da capacidade de deformação elástica ou plástica da área de contato com relação a uma força aplicada. A deformação depende da quantidade de água e ar da matriz argamassa;
- A contribuição do engrenamento dos agregados é maior nas seções onde as fissuras por cortante desenvolvem-se dentro da alma da viga, e menor nas fissuras inclinadas que são continuidade de fissuras de flexão, iniciadas na borda tracionada da viga. A porcentagem da contribuição é maior para valores baixos e médios da tensão ou resistência última ao cortante, mas é ainda notada em valores maiores, quando os efeitos do engrenamento dos agregados diminuem devido aos deslocamentos menores das interfaces;
- O uso de estribos de pequeno diâmetro favorece o engrenamento dos agregados.

Analisando a Figura 29 que trata das forças internas em uma viga fissurada sem estribos, pode-se perceber que o esforço cortante é transmitido através da superfície ABC, sendo este composto pelo cortante na zona comprimida do concreto (V_{cy}); pela componente vertical do cortante, transmitida pelo engrenamento entre os agregados, que ocorre nas duas faces da fissura (V_{ay}), ou pelo atrito das superfícies nas fissuras inclinadas (V_a); e pela ação de

pino da armadura longitudinal (V_d) que trabalha de forma a evitar que a parte da fissura inferior não se desprenda da viga.

Logicamente, quanto maior a largura da fissura, menor a contribuição de V_a , e quanto menor a contribuição de V_a , maiores serão as parcelas V_d e V_{cy} . De acordo com MACGREGOR e WIGHT (2012), o aumento de V_d faz com que haja uma divisão da fissura no concreto ao longo da armadura longitudinal, o que por sua vez provocará a queda de V_d , se aproximando de zero.

Uma vez que V_a e V_d tenham desaparecido, V_{cy} e C_1 se tornarão nulos, o que pode ser demonstrado calculando-se o somatório dos esforços verticais e somatório do momento em torno do ponto E, ambos da porção DEF. Após V_{cy} e C_1 se tornarem nulos, todo o esforço cortante e compressão passam a ser transmitidos através da altura AB acima da fissura, que é insuficiente para resistir às forças de compressão necessárias para o equilíbrio, ocasionando o esmagamento ou encurvamento.

Esses três componentes dos mecanismos de transferência da força cortante em viga sem armadura transversal: V_{cy} proporcionada pelo banzo de concreto comprimido, V_{ay} proporcionada pelo engrenamento dos agregados ou atrito das superfícies nas fissuras inclinadas, e V_d proporcionada pela ação de pino da armadura longitudinal. Estas três parcelas juntas formam a chamada contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento.

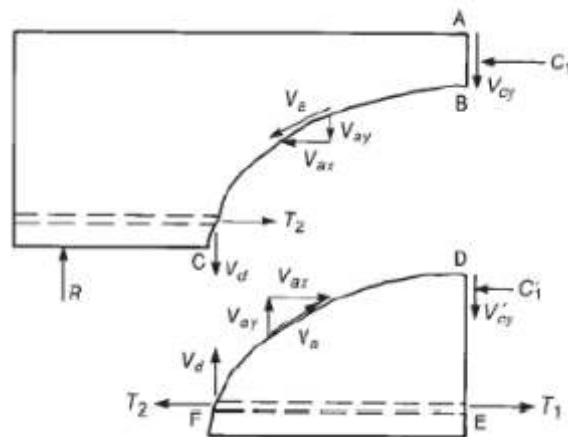


Figura 29 - Forças internas em uma viga sem estribos (reproduzida de MACGREGOR e WIGHT, 2012)

Pode-se perceber ainda que se C_1 for igual zero (0), então T_2 será igual a T_1 , e como resultado T_2 será igual a C_1 , ou seja, a fissura inclinada tornou a força de tração no ponto C uma função do momento na seção ABDE. Esse deslocamento na força de tração deve ser considerado ao se detalhar os pontos de corte e ancoragem das barras longitudinais. No entanto,

não é teoricamente possível avaliar qual a contribuição individual de cada uma das parcelas componentes de V_c para a resistência final do concreto ao cisalhamento.

Swamy e Andriopoulos e Taylor, citados por Pendyala e Mendis (2000), tentaram experimentalmente determinar a contribuição de cada um dos componentes da resistência ao cisalhamento do concreto. Este trabalho mostrou por exemplo, que onde a resistência dos agregados é relativamente maior que a do concreto, as fissuras contornam os agregados criando uma superfície dentada (irregular) que destaca a componente de resistência ao cisalhamento do concreto devida ao engrenamento dos agregados. Ou seja, a parcela que compõe V_c referente ao engrenamento dos agregados varia muito em função das características dos materiais, o que torna difícil uma análise teórica do assunto.

c) Ação de pino da armadura longitudinal (V_{ep})

A armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. A força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura. A ação de pino de uma barra de aço inserida no concreto proporciona um mecanismo de transferência de força cortante que foi percebida na década de 30 do século passado, e ocorre num grande número de aplicações práticas das estruturas de Concreto Armado, como mostrado na Figura 30.

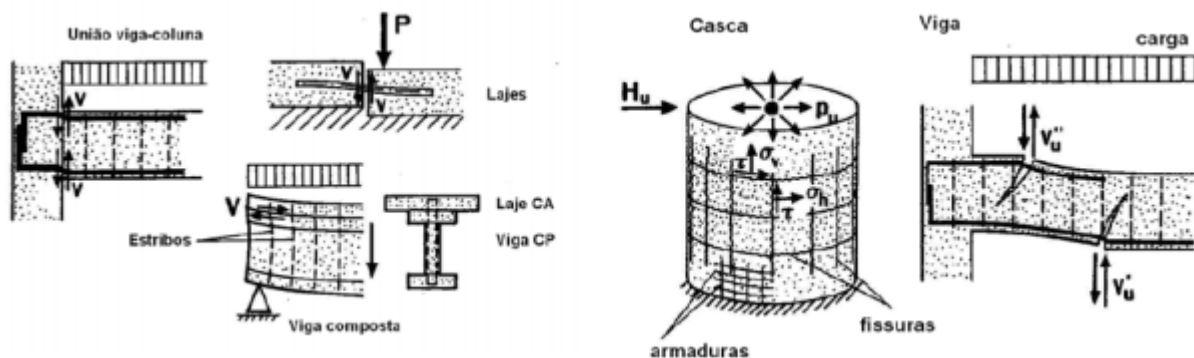


Figura 30 - Exemplos onde a ação de pino ocorre (POLI *et al.*, 1992).

Em 1973, na ASCE/ACI (1973) foi comentado que procedimentos de projeto modernos consideravam a totalidade da força cortante sendo resistida pela zona de concreto comprimido e pelos estribos. Porém, estudos recentes demonstravam que a ação de pino da armadura longitudinal e o engrenamento dos agregados nas fissuras também desempenham efeito importante sobre a capacidade e o modo de ruptura das vigas.

O efeito de pino é relacionado à taxa de armadura longitudinal, enquanto que os outros dois fatores estão diretamente ligados a resistência à compressão do concreto. A literatura técnica mostra que parâmetros geométricos também afetam a resistência ao cisalhamento (MacGregor e Wight, 2009). Estudos experimentais feitos por KREFELD e THURSTON (1966), PARMELEE (1961), FENWICK e PAULAY (1968), GERGELY (1969), TAYLOR (1969), BAUMANN (1968) e vários outros, citados no ASCE/ACI (1973), indicaram que a força resistente à força cortante proporcionada pela barra de aço na ação de pino (*dowel action*) é entre 15 % e 25 % da força cortante total.

A força cortante que pode ser transferida pela ação de pino depende de vários parâmetros, como:

- Quantidade de armadura;
- Diâmetro da barra;
- Espaçamento entre as barras;
- Espessura do cobrimento embaixo da barra de aço;
- Propriedades do concreto;
- Tensões axiais na armadura;
- Existência de armadura transversal impedindo o deslocamento da barra longitudinal.

A resistência é pequena no caso de barras em região de tração e ausência de armadura transversal, porque a ação fica limitada pela resistência do concreto à tração. Na situação de carga última é necessário considerar as não-linearidades do concreto e do aço, assim como o dano no concreto localizado, na região próxima ao plano da força cortante.

Dois modos de ruptura podem ocorrer: fendilhamento do concreto do cobrimento, e esmagamento do concreto sob a barra, acompanhada pelo escoamento da barra. O modo de ruptura que irá ocorrer depende dos parâmetros listados anteriormente (POLI *et al.*, 1992). O modo de ruptura do tipo I ocorre para pequenas espessuras de cobrimento, e para grandes cobrimentos ocorre a ruptura do tipo II, com o esmagamento do concreto sob a barra. Para o caso de ruptura devido ao aparecimento de fissuras de fendilhamento na superfície de concreto na região próxima à barra (ruptura tipo I), a resistência máxima do efeito pino não é proporcional ao diâmetro da barra, isto é, a eficiência do mecanismo é reduzida aumentando-se o diâmetro da barra. Mesmo para o modo de ruptura tipo II o aumento do diâmetro da barra

afeta negativamente a eficiência da resistência do mecanismo do efeito pino. A figura 31 mostra os modos de ruptura I e II.

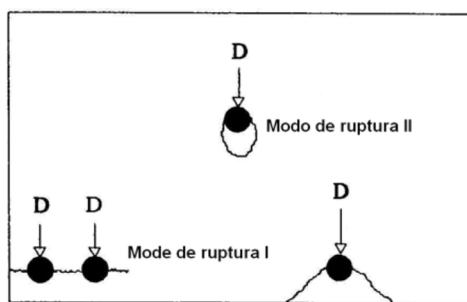


Figura 31 - Modos de ruptura do mecanismo de efeito pino (VINTZILEOU, 1997).

d) Tensão de tração residual transversal existente nas fissuras inclinadas (MACGREGOR e WIGTH, 2005)

Quando o concreto fissura, não ocorre uma separação completa, porque pequenas partículas do concreto ligam as duas superfícies e continuam a transmitir forças de tração, para pequenas aberturas de fissura entre 0,05 e 0,15 mm. Essa capacidade do concreto contribui para a transferência de força cortante, importante quando a abertura da fissura ainda é pequena. Vigas grandes próximas à ruptura com fissuras de grande abertura mostram menor contribuição das tensões residuais de tração.

A aplicação da mecânica da fratura ao projeto à força cortante toma como base a premissa de que a tensão de tração residual é o mecanismo de transferência mais importante de força cortante. Outros métodos, como o modelo de dente (*tooth model*) de REINECK (1991), indica que as tensões de tração residuais fornecem uma importante porção da resistência à força cortante de elementos com alturas menores que 100 mm, onde a largura das fissuras inclinadas e de flexão são pequenas.

Estudos realizados por Hanson (1958), mostram que vigas sem armadura de cisalhamento alcançaram a ruína logo após o aparecimento da primeira fissura inclinada (Figura 32), porém este comportamento não foi uma regra, pois outras vigas apresentaram capacidade de resistência após o aparecimento da primeira fissura inclinada (Figura 33).



Figura 32 – Viga sem armadura de cisalhamento com ruptura no momento da primeira fissura inclinada (HANSON, 1958)



Figura 33 - Viga sem armadura de cisalhamento com ruptura após a ocorrência da primeira fissura inclinada (HANSON, 1958)

e) Ação de Arco

O banzo comprimido da flexão inclina-se em direção aos apoios, formando um arco, cuja biela comprimida inclinada assim originada, absorve uma parte da força cortante, e em consequência diminui a tração na alma (Figura 34). A formação do arco requer uma reação horizontal no apoio, que em vigas biapoiadas pode ser fornecida pela armadura longitudinal positiva, que deve ser cuidadosamente ancorada nas extremidades da viga para cumprir com esta função (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982). Uma viga, rompendo-se por cisalhamento, apresenta comportamento que varia em função da contribuição da ação de arco ou da ação de viga e da quantidade de armadura de cisalhamento. A resistência à força cortante proporcionada pela ação de arco depende muito da possibilidade de acomodação das tensões de compressão do arco, e a intensidade dessas tensões depende principalmente da inclinação do arco.

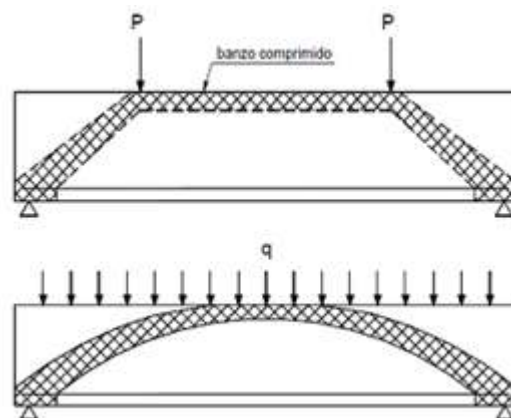


Figura 34 - Ação de arco ou de pórtico atirantado próximos dos apoios (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

Este efeito confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente e está presente principalmente nas vigas com vãos reduzidos (vigas curtas). Para o caso de vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade deste efeito de arco está relacionada com a relação a/d da viga, onde a é a distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo e d é a distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração como pode ser verificado na Figura 39a.

2.6.2.1.3. A influência da relação a/d sobre a fissuração

Segundo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), vigas com a relação a/d menor do que 1, desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras destroem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga.

Vigas muito esbelta ($a/d > 6$)

Nessas vigas predomina a ruptura por flexão antes do surgimento de fissuras inclinadas.

Viga esbelta ($2,5 < a/d < 6$)

Nessas vigas, fissura inclinada causa um desequilíbrio na região em que surgiu e a ruptura ocorre nesta região. Além das fissuras de flexão surgem também fissuras de flexão com influência da força cortante, isto é, fissuras que se iniciam verticais e depois se inclinam em direção ao banzo comprimido. Fissuras inclinadas devidas à força cortante podem propagar-se em direção ao topo e à base da viga, causar o escoamento das armaduras e separar a viga em duas partes, o que é chamado ruptura por tração diagonal (Figura 35).

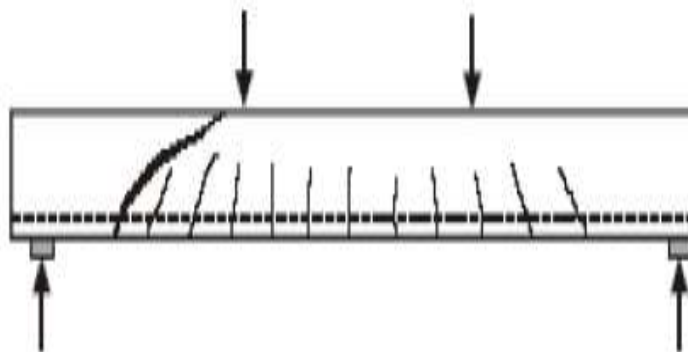


Figura 35 - Ruptura por tração diagonal (ACI-ASCE 426, 1973).

MACGREGOR e WIGHT (2012) dizem que essas fissuras inclinadas quebram o equilíbrio em tal magnitude que a viga falha no carregamento que provoca a fissuração inclinada.

c) Viga curta ($1 < a/d < 2,5$)

Essas vigas desenvolvem fissuras inclinadas e, depois de uma redistribuição interna de forças, são capazes de ainda suportar acréscimos de carregamento. Este comportamento deve-se em parte ao efeito de arco. A ruptura final destas vigas ocorrerá por perda de aderência da armadura longitudinal com o concreto, pois a armadura escorrega e leva a ruptura da ancoragem (figura 36).



Figura 36 - Ruptura por escorregamento das barras longitudinais tracionadas. (ACI-ASCE 426, 1973).

Pode também ocorrer a ruptura pela divisão da peça ou ruptura de pino ao longo da armadura longitudinal de tração, ou ainda, por esmagamento do concreto do banzo comprimido da viga, devido ao prolongamento da fissura inclinada em direção ao topo da viga, que diminui a área do banzo (Figura 37).

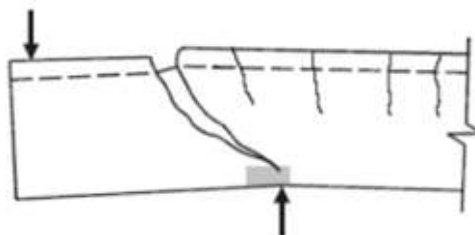


Figura 37 - Ruptura por escorregamento das barras longitudinais tracionadas. (ACI-ASCE 426, 1973).

MACGREGOR e WIGHT (2012), diz que em virtude da fissura inclinada se prolongar a uma altura maior, dentro da viga, do que a fissura de flexão, a falha ocorre antes que seja atingido o momento de flexão máximo.

d) viga muito curta ($a/d < 1$)

Nessas vigas, as fissuras inclinadas ocorrem ao longo da linha entre o apoio e o ponto de aplicação da carga. Nas vigas-paredes classificadas nessa categoria uma parcela significativa da força cortante é transferida ao apoio por ação de arco, como indicado na Figura 38. Há várias formas de ruptura:

- 1) da ancoragem da armadura longitudinal de tração;
- 2) esmagamento do concreto próximo e acima do apoio;

- 3) flexão – por esmagamento do concreto do banzo comprimido ou por escoamento da armadura de tração;
- 4) tração na borda superior acima do arco de compressão;
- 5) esmagamento do concreto que forma a ação de arco.

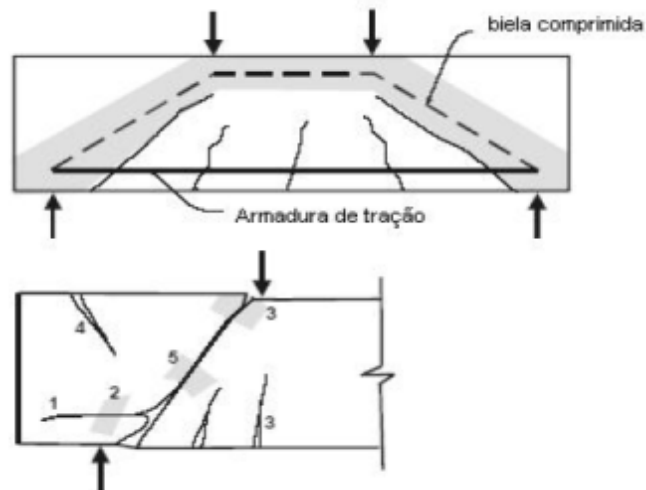


Figura 38 - Modelos de ruptura em vigas curtas (vigas-paredes) (ACI-ASCE 426, 1973).

De acordo com MACGREGOR e WIGHT (2012) vãos de cisalhamento muito curtos, com a/d entre zero (0) e um (1), desenvolvem fissuras inclinadas que se estendem do carregamento ao apoio, e impedem o fluxo de cisalhamento horizontal da armadura longitudinal para a zona de compressão, mudando o comportamento de ação de viga para ação de arco. Desta forma, a armadura longitudinal serve como uma tirante com tensão uniforme. Geralmente, uma viga com vão de cisalhamento muito curto apresenta falha na ancoragem nas extremidades da armadura longitudinal.

A Figura 39 apresenta um gráfico dos momentos, na fissuração inclinada e falha, em função da razão entre o vão de cisalhamento, a , e a altura efetiva, d , de uma viga sem armadura de cisalhamento. Em tal análise a seção transversal permanece constante, variando apenas o vão a .

O momento fletor e cortante máximo, que podem se desenvolver, corresponde à capacidade de momento nominal, Mn . Pode-se perceber que a resistência equivalente ao momento Mn é alcançada apenas para peças muito esbeltas (com a/d maior que 6,5), e mesmo assim, a viga falhará por flexão sem ocorrência de fissuras inclinadas. Desta forma, percebe-se que em peças sem armadura transversal há uma redução na resistência da peça devido ao cisalhamento, representada pela área sombreada do gráfico. Por isso a armadura de

cisalhamento é provida normalmente para garantir que a viga alcance toda a sua capacidade de flexão M_n .

A razão entre o vão de cisalhamento e altura efetiva a/d (M/Vd), também influenciam na resistência ao esforço cortante em peças sem armaduras transversal. A Figura 39c foi obtida dividindo M_n da Figura 39b pelo vão de cisalhamento, a . Pode-se perceber que para peças que apresentam a/d menor que dois, ou seja, vãos considerados curtos, a razão a/d ou M/Vd afeta o cortante de fissuração inclinada e cortante último. Para vãos maiores, onde prevalece o comportamento de regiões tipo B, a influência da razão a/d exerce pouca influência sobre V_c , podendo ser negligenciada. A figura também representa o que foi descrito pelo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), ou seja, o efeito de arco em vigas com a/d superior a 2,5 torna-se desprezível.

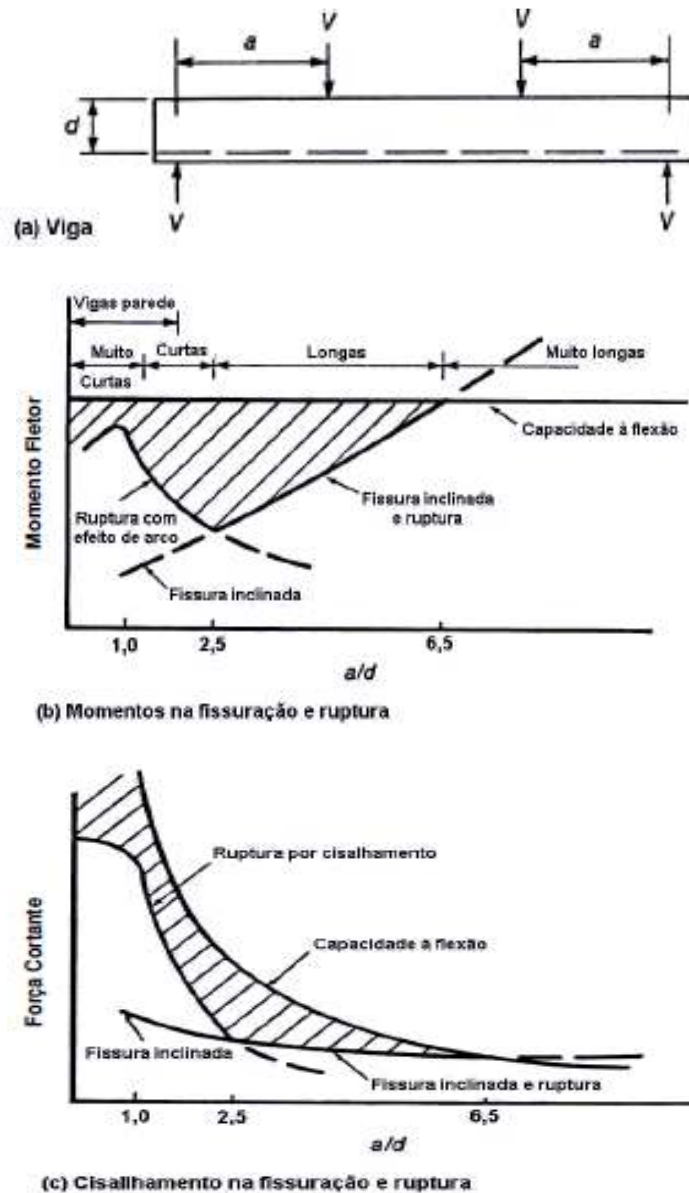


Figura 39 - Efeito da relação a/d na capacidade resistente ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal (adaptada de MACGREGOR e WHIGTH, 1988)

Outras referências também propõem valores, como Leonhardt e Mönning, 1977, por exemplo, que propõem que o efeito de arco seja desprezível quando a relação a/h for superior a 3,0, e onde h é a altura da viga.

2.6.2.2. Comportamento resistente de vigas com armadura transversal

A existência de armadura transversal modifica consideravelmente o comportamento das vigas após o surgimento das fissuras inclinadas. Ao ser interceptado por uma fissura o estribo faz a ponte de transferência das tensões de tração entre os lados da fissura, e ao atingir a tensão f_y o aço do estribo escoá. Ainda existe um ganho de resistência proporcionado principalmente pelo atrito entre as superfícies nas fissuras. Os estribos, ao continuarem escoando, proporcionam uma ruptura dúctil.

Em vigas com altas taxas de armadura transversal a ruptura pode ocorrer devido ao esmagamento do concreto comprimido das diagonais inclinadas, principalmente vigas de seção I. Após a formação de fissuras inclinadas uma parte da força cortante passa a ser transferida pela armadura transversal.

Quando essa armadura passa a escoar qualquer força cortante adicional deve ser transferida pelos mecanismos já citados. Quando a fissura tem a abertura aumentada o atrito nas interfaces diminui, o que causa um aumento de força transferida pelo concreto do banço comprimido e pela ação de pino, até que rompe a ação de pino ou o concreto comprimido esmaga. A figura 40 mostra os mecanismos de transferência de força cortante em vigas com armadura transversal. Pode-se perceber que como o cisalhamento transferido pela tensão nos estribos, V_s , não desaparece quando a largura da fissura aumenta, sempre haverá a força de compressão, $C'I$, bem como a força cortante, $V'cz$, agindo na parte abaixo da fissura. Consequentemente, T_2 será menor que T_1 , no entanto T_2 será maior que a tração de flexão, M/jd , referente ao momento fletor no ponto C.

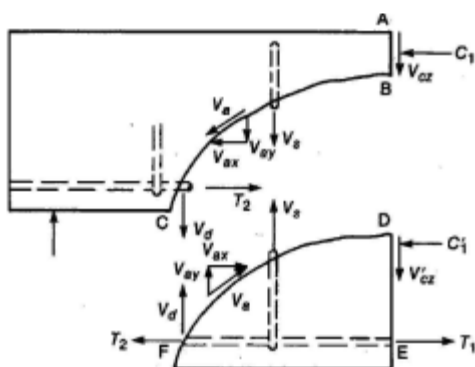


Figura 40 - Mecanismos de transferência da força cortante em viga com armadura transversal (MACGREGOR e WIGHT, 2005).

A Figura 41 mostra uma ótima perspectiva da distribuição interna de cortante em uma viga com estribos. Como dito anteriormente, pode-se ver que antes da fissuração inclinada, todo o esforço cortante é transmitido pelo concreto não fissurado. A partir da fissuração de flexão até a fissuração inclinada, o esforço cortante é resistido por V_{cz} , V_{ay} e V_d . Após o aparecimento das fissuras inclinadas, em determinado momento, os estribos atravessando a fatura escoam. A partir deste ponto, V_s permanece constante para esforços cortantes maiores.

Depois que os estribos escoam, as larguras das fissuras inclinadas aumentam mais rapidamente, o que provoca a diminuição de V_{ay} e o consequente aumento brusco de V_d e V_{cz} , segundo MACGREGOR e WIGHT (2012), até que aconteça tanto a falha por flexão da armadura longitudinal de tração (*splitting failure*), como o esmagamento da região de compressão devido à combinação de cisalhamento e compressão, ou esmagamento da alma.

Segundo MACGREGOR e WIGHT (2012), exceto V_s , cada um desses componentes internos tem uma resposta carga-deflexão frágil, e como consequência, torna-se muito difícil quantificar a contribuição de cada um. Geralmente no desenvolvimento do projeto, tais componentes são agrupadas como V_c , o qual é referenciado como o cortante transmitido pelo concreto.

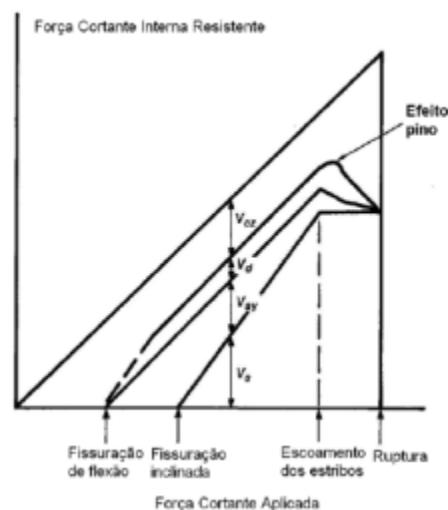


Figura 41 - Contribuição de cada mecanismo de transferência de força cortante em viga com armadura transversal (MACGREGOR e WIGHT, 2005).

Numa viga, antes do surgimento das fissuras inclinadas a deformação nos estribos é a mesma do concreto adjacente ao estribo, e como a tensão de tração que causa a fissura no concreto é pequena, a tensão no estribo também é pequena. De modo que somente após ocorrer o início da fissuração inclinada é que os estribos passam a transferir força cortante, isto é, um

estribo passa a ser efetivo ao transferir a força de um lado para outro da fissura inclinada que o intercepta.

Os estribos também atuam diminuindo o crescimento e a abertura das fissuras inclinadas, proporcionando uma ruptura mais dúctil às vigas. A existência do estribo na viga faz com que ocorra uma mudança na contribuição relativa de cada um dos diferentes mecanismos resistentes à força cortante. A contribuição da armadura transversal à resistência ao cortante da viga é tipicamente computada por meio da treliça clássica, somada à contribuição do concreto, ou por meio da treliça de ângulo variável sem a contribuição do concreto.

2.6.2.2.1. Função do Estribo

2.6.2.2.2.

A colocação de estribos nas vigas tem três funções básicas:

- a) resistir à parte da força cortante;
- b) restringir o crescimento da abertura das fissuras, o que ajuda a manter o atrito entre as interfaces na fissura;
- c) aumentar a ação de pino das barras longitudinais.

Além disso, os estribos proporcionam uma pequena resistência por ação de pino nas fissuras e aumentam a resistência da zona comprimida de concreto pelo confinamento que promovem. A Figura 42 mostra a atuação ou trabalho desenvolvido pelo estribo vertical na analogia de treliça, para uma viga com tração na fibra inferior. No nó inferior o estribo entrelaça a armadura longitudinal tracionada e no nó superior o estribo ancora-se no concreto comprimido e na armadura longitudinal superior.

As bielas de compressão se apoiam nas barras da armadura longitudinal inferior, no trecho final dos ramos verticais dos estribos e nos seus ramos horizontais, principalmente na intersecção do estribo com as barras longitudinais. O ramo horizontal inferior dos estribos é importante porque, além de servir de apoio às bielas, também atua para equilibrar as tensões de tração oriundas da inclinação transversal das bielas diagonais, como indicado na Figura 42 III e IV. Na Figura 42 II mostra-se o apoio da biela na intersecção do estribo com a barra longitudinal inferior, e o acréscimo de tensão $\Delta\sigma_s$ na armadura longitudinal, entre um estribo e outro e proveniente da atuação da tensão de aderência τ_b , entre a barra e o concreto.

R_{cd} – resultante de compressão no banzo superior;
 R_{sk} – resultante de tração no banzo inferior;
 R_{skn} – força nodal no banzo inferior;
 $R_{c wd}$ – compressão nas bielas de concreto;
 $R_{s wd}$ – tração nos estribos;
 V_d – força cortante solicitante;
 z – braço de alavanca interno entre as resultantes R_{cd} e R_{sk} .

Supondo s o espaçamento entre estribos, cada tirante da treliça da Figura 45 corresponde à z/s estribos na viga real, o mesmo valendo para as diagonais comprimidas, com relação às bielas de concreto entre as fissuras.

Algumas considerações são feitas no modelo clássico de treliça, como:

Banzos paralelos entre si;
Bielas de compressão entre fissuras com inclinação de 45° ;
Trelliça isostática, ou seja, não há engastamento nos nós;
Armadura de cisalhamento com ângulo de inclinação α entre 45° e 90° .

De acordo com PINHEIRO *et al.* (2004), resultados de ensaios têm comprovado imperfeições no modelo proposto por MÖRSCH e RITTER. Tais imperfeições devem-se, principalmente:

- ao fato de que a inclinação das fissuras é menor que 45° ;
- a treliça é altamente hiperestática;
- os banzos não são paralelos, devido ao arqueamento do banzo comprimido nas regiões dos apoios.

Por estas razões, para levar em conta as imprecisões verificadas, quando da utilização da analogia de treliça, devem ser introduzidas correções ao modelo. A nova NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta dois modelos de cálculo para o dimensionamento da armadura transversal de cisalhamento. No Modelo I, admite-se que a inclinação θ das diagonais de compressão, em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, é constante e vale 45° . Além disso, esse modelo também considera constante a parcela do esforço cortante resistido pelo concreto (V_c). Já o Modelo II, considera diagonais de compressão inclinadas de θ , em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, variando livremente entre 30° e 45° , admitindo ainda que

V_c sofra redução com o aumento da força cortante solicitante. Em ambos os modelos, a inclinação α da armadura transversal deve estar no intervalo de 45° a 90° .

Segundo CAMACHO (2004), nas vigas de concreto armado, o modelo de cálculo adotado pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e mantido na sua atualização em 2014, pressupõe a analogia de treliça de banzos paralelos de MÖRSCH e RITTER, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos pela componente V_c de acordo com a Figura 44.

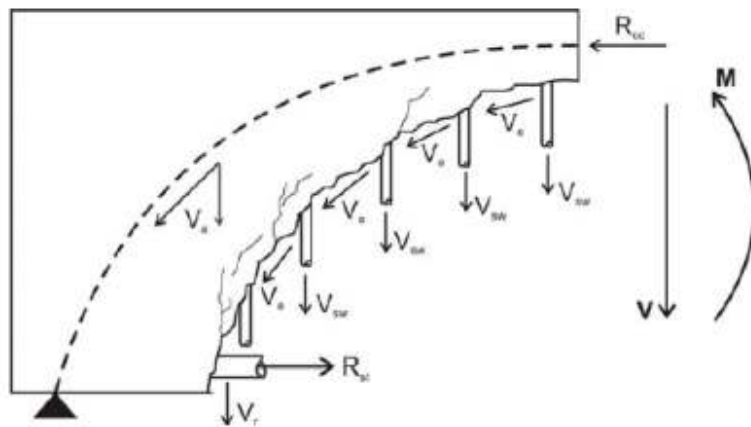


Figura 44 - Mecanismos internos resistentes da treliça (CAMACHO, 2004).

Onde, V e M são, respectivamente, o esforço cortante e o momento fletor que atuam na seção transversal; R_{cc} é a resultante dos esforços de compressão atuantes na região comprimida da seção; R_{st} é a resultante dos esforços de tração absorvidos pela armadura longitudinal; V_{sw} é o esforço cortante absorvido pela armadura transversal; V_r é o esforço cortante absorvido pelo efeito de rebite da armadura de flexão (denominado por efeito Dowel, conforme Figura 45); V_e é o esforço cortante absorvido pelo engrenamento dos agregados do concreto ao longo das fissuras; e V_a é a parcela do cortante que se direciona diretamente para os apoios pelo arqueamento de R_{cc} . $V \approx V_r + V_e + V_a$

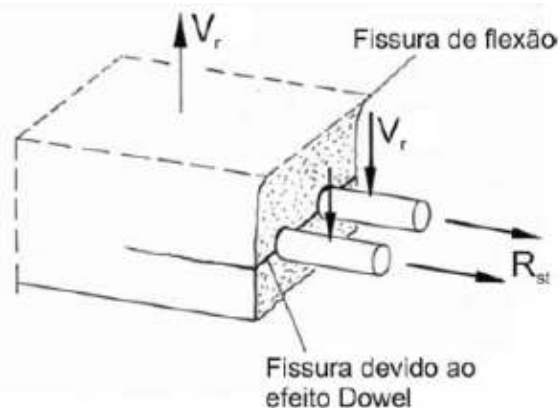


Figura 45 - Ação do efeito Dowel (ZINK, 2000, adaptado).

Portanto, em uma viga de concreto provida de armadura de combate ao cisalhamento, a força cortante V resistida pela viga pode ser distribuída em duas parcelas, uma resistida pelo próprio concreto e seus mecanismos resistentes internos (V_c) e a outra resistida pela armadura de cisalhamento, ou estribos (V_{sw}).

A Figura 46 mostra as várias componentes dos mecanismos de resistência ao cisalhamento em uma viga com estribos.

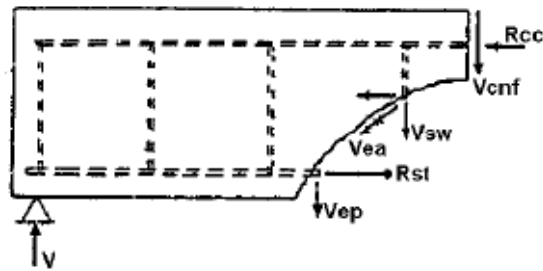


Figura 46 - Forças atuantes em uma fissura inclinada (ACI-ASCE 426, 1973)

De acordo com o Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), no início do carregamento de uma viga, apenas uma pequena parcela da força cortante é absorvida pela armadura de cisalhamento, com a maior parte da força cortante sendo absorvida pelo concreto. Com a formação das fissuras diagonais, ocorre uma redistribuição das tensões de cisalhamento, a partir de então, uma pequena parcela do acréscimo de carregamento passa a ser absorvida pelo concreto e o restante pela armadura de cisalhamento.

A Figura 47 mostra o diagrama de distribuição das forças cortantes resistentes na seção de uma viga com armadura de cisalhamento onde são desprezadas as pequenas parcelas resistidas pelo aço antes da formação das fissuras inclinadas e pelo concreto depois de sua ocorrência. Portanto, neste diagrama é assumido que toda a força cortante é absorvida pelo concreto até a formação das fissuras diagonais. O aumento de carregamento além daquele que ocasionou a fissuração diagonal passa a ser absorvido integralmente pelos estribos, enquanto a contribuição do concreto se mantém constante. Este diagrama é um diagrama idealizado proposto por PENDYALA e MENDIS, 2000, e é baseado em um diagrama proposto pelo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973).

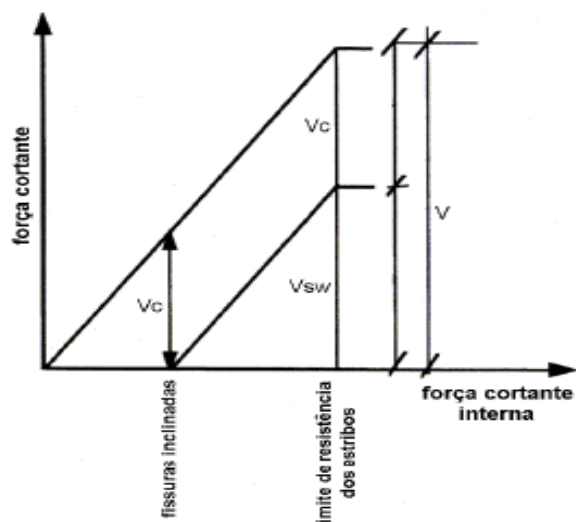


Figura 47 - Distribuição idealizada das forças cortantes em uma viga com armadura de cisalhamento (PENDYALA e MENDIS, 2000)

Segundo MARINS *et al.* (2001), o concreto armado é um material compósito, obtido da união entre concreto e aço (armadura), cujo princípio básico é que o último supra à deficiência à tração do primeiro. Para isso, a armadura deve ser posicionada de modo a “costurar” as fissuras de tração e, quando possível, paralelamente às tensões de tração. As trajetórias de tensões de tração sugerem os seguintes arranjos práticos de armadura, mostrados nas figuras 48 e 49.

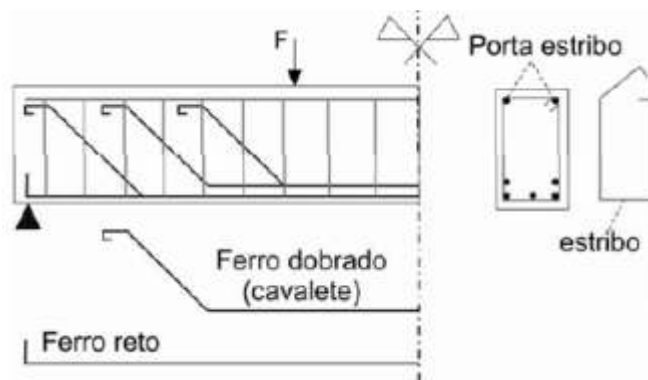


Figura 48 - Armaduras longitudinal (reta + dobrada) + armadura transversal (estribo) (MARINS *et al.*, 2001).

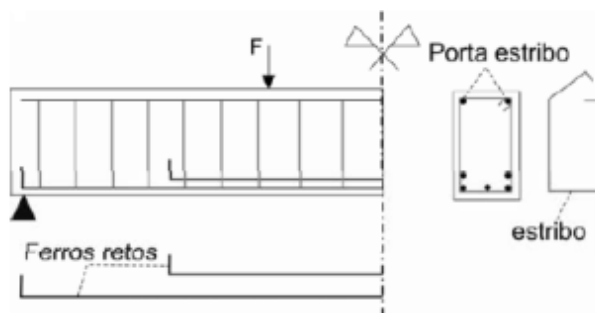


Figura 49 - Armaduras longitudinais (reta) + armadura transversal (estribo) (MARINS *et al.*, 2001).

De acordo com MARINS *et al.* (2001), apesar do arranjo de armadura mostrado na Figura 48, aparentemente, apresentar um melhor acompanhamento das trajetórias de tensões principais de tração, ensaios têm mostrado um bom comportamento do arranjo apresentado na Figura 49 onde os estribos, com espaçamentos adequados entre si, têm a função de combater o esforço cortante, e a armadura longitudinal de resistir à tração produzida pela flexão. Além disso, o segundo arranjo constitui um esquema bastante prático e usual.

PINHEIRO *et al.* (2010), ratifica essa informação de que a armadura de cisalhamento poderia também ser constituída por estribos associados a barras longitudinais curvadas (barras dobradas). Essas barras dobradas, também conhecidas como cavaletes, eram comuns até os anos 1970 e não são mais usadas atualmente, principalmente por razões construtivas.

2.8. Modos de ruptura de vigas de concreto armado

Numa viga de concreto armado submetida a flexão simples, vários tipos de ruína são possíveis, entre as quais: ruínas por flexão; ruptura por falha de ancoragem no apoio, ruptura por esmagamento da biela, ruptura da armadura transversal, ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento e ruína por flexão localizada da armadura longitudinal.

2.8.1. Ruptura por flexão

Segundo FUSCO (1981), há poucos anos atrás, a ruína dos elementos de concreto armado era considerada somente na ocorrência da ruptura do concreto, independentemente do escoamento ou não do aço inserido na peça. Posteriormente, foi verificado que o alongamento excessivo do aço causava fissuras no concreto com grandes aberturas, o que poderia provocar problemas relativos à corrosão das armaduras pela exposição dessas às possíveis substâncias deletérias presentes no ambiente onde a estrutura estava implantada.

A ruína por flexão de uma viga de concreto armado ocorre quando, pelo menos, um dos materiais, aço ou concreto, atinge seu limite de deformação, conforme os valores comumente encontrados em normas de estruturas de concreto e literatura técnica: alongamento último do aço de 10% e encurtamento último do concreto de 3,5% (ϵ_{cu}) na flexão, e 2% (ϵ_{c2}) na compressão simples.

Segundo PINHEIRO *et al.* (2004), a primeira situação é denominada de ruína por deformação plástica excessiva do aço, e a segunda de ruína por ruptura do concreto. A forma de ruptura de um elemento de concreto armado está diretamente relacionada com o modo de desenvolvimento de tensões e deformações na seção transversal do mesmo. Na Figura 50 são

apresentados os Domínios de estado limite último de uma seção transversal de um determinado elemento de concreto armado, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

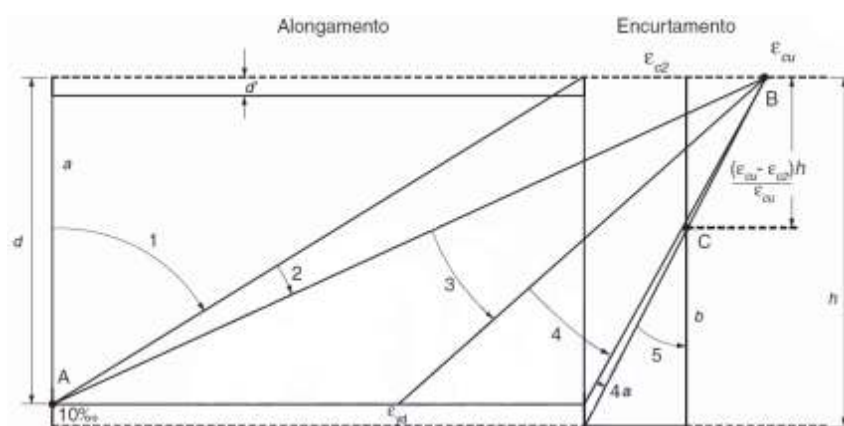


Figura 50 - Domínios de estado limite último de uma seção transversal (ABNT, 2014)

2.8.1.1. Caso A - Deformação plástica excessiva do aço

Quando as tensões de tração atuantes na peça de concreto armado são capazes de produzir uma deformação específica de 10‰ na armadura principal inserida no concreto, é dito que tal elemento atingiu a deformação plástica excessiva do aço. LEONHARDT e MÖNNIG (1977) observam que a deformação plástica excessiva é anunciada através de fissuras e grande deformação (flecha). As tensões que induzem deformações na armadura longitudinal podem ser provocadas por esforços tais como (PINHEIRO *et al.*, 2004): tração (uniforme ou não uniforme) e flexão (simples ou composta). Esse modo de ruína pode ocorrer nas situações dos Domínios 1 e 2, conforme são representados na Figura 50.

No Domínio 1 o aço encontra-se com uma deformação específica constante de 10‰ e o concreto com uma deformação específica variando entre 10‰ e zero, com a linha neutra fora da seção e variando de $-\infty$ a zero, indicando que toda a área encontrasse tracionada. No Domínio 1 é onde ocorre a situação de tração excêntrica (não uniforme, sem compressão), enquanto a *reta a* representa o caso de tração uniforme da seção.

No domínio 2, o aço da armadura apresenta uma deformação específica constante de 10‰ e o encurtamento do concreto da borda superior da seção variando entre zero e 3,5‰, com a linha neutra dentro da seção, indicando flexão simples ou composta. O concreto está trabalhando com uma variação de deformação de encurtamento menor do que a limite de 3,5‰, e o aço apresenta deformação de alongamento constante e igual ao limite de 10‰, esse último

irá romper primeiro. Temos flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

2.8.1.2. Caso B - Ruína por ruptura do concreto

Em peças que apresentam forte armadura longitudinal (super-armadas), a deformação máxima de encurtamento do concreto é atingida antes da deformação limite do aço, ocasionando uma ruptura por compressão na flexão, que pode ocorrer de forma brusca e sem aviso prévio, principalmente em concreto de boa qualidade e alta resistência (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

A partir do Domínio 3, a ruína do elemento de concreto armado ocorrerá por ruptura do concreto, seja pelo alcance da deformação limite de encurtamento de 3,5‰ na flexão, seja pela deformação específica limite de encurtamento de 2‰ na compressão simples, como é apresentado na Figura 50.

O Domínio 3 é caracterizado pela situação em que há o melhor aproveitamento de ambos materiais, aço e concreto. Isso se deve à fixação da deformação de encurtamento do concreto na flexão igual ao limite de 3,5‰, enquanto o aço inicia seu escoamento a uma deformação específica de ϵ_{yd} até o limite de 10‰. Desse modo, o elemento de concreto armado rompe com aviso prévio (ruína dúctil), através da excessiva fissuração da região tracionada e flecha acentuada, antes de atingir a ruína (ruptura com aviso).

Temos flexão simples (sub-armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$). Logo, a ruptura se inicia pelo aço, ao ultrapassar o limite de escoamento, o que provoca grandes deformações na região tracionada, elevando a LN até o ponto que a seção comprimida inexistir, dando-se a ruptura final, e é representada pela região A da figura 56.

No domínio 4, temos a ruína por ruptura do concreto com deformação limite de 3,5‰, porém o aço apresenta deformação menor do que ϵ_{yd} , ou seja, não há escoamento da armadura. Temos flexão simples (seção super-armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$); O dimensionamento da seção no Domínio 4 deve ser evitado, pois a ruptura ocorre bruscamente (sem aviso) pelo esmagamento das fibras comprimidas do concreto sem que a peça apresente fissuração e/ou deformação significativa (antes que o aço entre em escoamento). A seção dimensionada no Domínio 4 é dita super-armada (deficiência do concreto), e é representada pela região A da figura 56.

No Domínio 4a tanto o concreto quanto a armadura longitudinal estão comprimidas, porém a ruína ainda ocorre por ruptura do concreto à deformação de 3,5‰. Nesse Domínio a armadura longitudinal é muito mal aproveitada, apresentando pequenas deformações, e a linha neutra está bem próxima à borda da seção, entre d e h . esta situação só ocorre na flexão-compressão (PINHEIRO *et al.*, 2004). Temos a flexão composta com a armaduras comprimidas.

O caso da área transversal inteiramente comprimida é verificado no Domínio 5, onde a linha neutra encontra-se fora da seção, numa posição maior do que h , de modo a originar a condição de compressão não uniforme (excêntrica), sem tração. Na borda mais comprimida desse Domínio, a deformação específica do concreto varia entre 3,5‰ e 2‰, enquanto que, à uma distância de $3h/7$ dessa borda, a deformação de encurtamento do concreto é constante e vale 2‰.

Na situação especial do Domínio 5, onde a posição da linha neutra tende a $+\infty$, representada na Figura 50 pela *reta b*, a ruína ocorre por ruptura do concreto à uma deformação de 2‰, sendo esse o evento de compressão uniforme da seção.

2.8.2. Ruptura por cisalhamento

As fissuras inclinadas de cisalhamento que surgem na região entre o apoio e a carga, quando a resistência do concreto à tração é atingida, causam uma transferência dos esforços, antes resistidos pelo concreto no Estádio I, para as armaduras transversais e para as bielas de compressão do concreto. De acordo com LEONHARDT e MÖNNIG (1977), essa redistribuição dos esforços internos depende muito da quantidade e direção da armadura de cisalhamento, sendo possível, portanto, diversos tipos de ruptura por força cortante.

2.8.3. Ruptura das diagonais de compressão (esmagamento da biela)

No caso de peças com pequenas seções em relação às cargas atuantes, as tensões principais de compressão poderão atingir valores excessivamente elevados, fazendo com que as diagonais comprimidas, desenvolvidas entre as fissuras de cisalhamento, rompam de maneira frágil quando solicitadas até o limite da capacidade resistente do concreto à compressão, sem que a armadura transversal inicie seu escoamento. Tem-se, então uma ruptura por esmagamento do concreto.

LEONHARDT e MÖNNIG (1977) citam que a ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente à força cortante das almas das vigas, a qual depende, portanto, da resistência à compressão do concreto. Esse tipo de ruína é mostrado na Figura 51 e também na região *E* da figura 56.

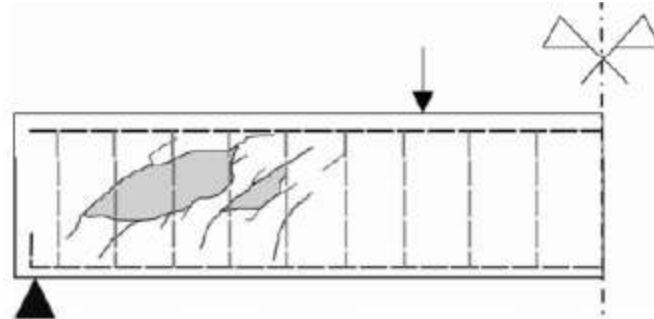


Figura 51 - Ruptura por esmagamento da biela
LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

2.8.4. Ruptura por falha de ancoragem

A armadura longitudinal é altamente solicitada no apoio, em decorrência do efeito de arco. Devido a isso, a armadura principal de tração deve ser convenientemente ancorada. Caso a ancoragem for insuficiente, pode ocorrer o colapso na junção da diagonal comprimida com o banzo tracionado, junto ao apoio. A ruptura por falha de ancoragem ocorre bruscamente, usualmente se propagando e provocando também uma ruptura ao longo da altura útil da viga. O deslizamento da armadura longitudinal, na região de ancoragem, pode causar ruptura por cisalhamento da alma. A rigor, esse tipo de ruptura não decorre da força cortante, mas sim da falha na ancoragem do banzo tracionado na diagonal comprimida, nas proximidades do apoio, de acordo como é apresentado na Figura 52, e na região *D* da figura 56. A rigor, esse tipo de colapso não é caracterizado como ruptura por força cortante, pois, os elementos da alma não rompem e sim a ancoragem do banzo tracionado na diagonal comprimida na proximidade do apoio (PINHEIRO *et al.*, 2003).

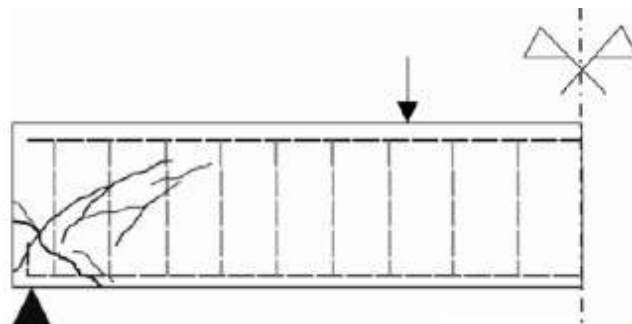


Figura 52 - Ruptura por falha de ancoragem no apoio
LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

2.8.5. Ruptura da armadura transversal (força cortante-tração)

Corresponde a uma ruína por cisalhamento, decorrente da ruptura da armadura transversal quando o limite de escoamento do aço é ultrapassado, havendo uma maior abertura das fissuras de cisalhamento e, também, maior penetração dessas na região comprimida originada pela flexão da viga. É o tipo mais comum de ruptura por cisalhamento, resultante da deficiência do estribo para resistir às tensões de tração devidas à força cortante, o que faz com que a peça tenha a tendência de se dividir em duas partes. Além desse tipo de ruína, a deficiência da armadura transversal também pode ocasionar ruptura por esmagamento do banzo comprimido, como no caso da ruptura por força cortante-flexão, e ainda, ruptura por flexão da armadura longitudinal. Esse tipo de ruptura é mostrado na Figura 51 e também na região *B* da figura 56.

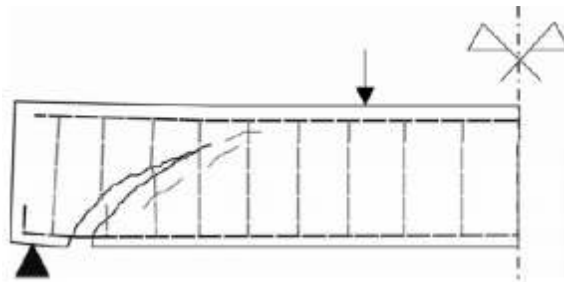


Figura 53 - Ruptura por força cortante-tração (ruptura da armadura transversal)
LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

2.8.6. Ruptura por força cortante-flexão

Em vigas com armadura de cisalhamento insuficiente, quando o aço dessa armadura atinge o limite de escoamento, há o surgimento de intensa fissuração na região entre apoio e carga. Tais fissuras são inclinadas (seguindo as trajetórias das tensões principais), quase planas e para o alto, elevando a posição da linha neutra e, conseqüentemente, reduzindo a região comprimida da alma da viga. As fissuras invadem a região comprimida pela flexão. Isso sobrecarrega o concreto, podendo esse sofrer esmagamento, e então, romper bruscamente, mesmo com valores de momento fletor inferiores àqueles para ruptura do concreto por flexão. A Figura 54 mostra esse tipo de ruptura e também na região *C* figura 56.

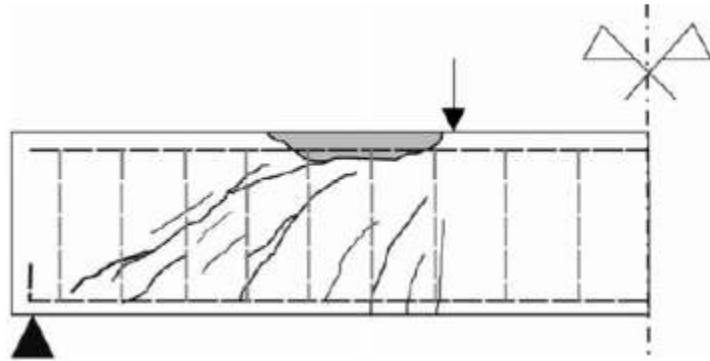


Figura 54 - Ruptura por força cortante-flexão (esmagamento da região comprimida)
LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

2.8.7. Ruptura por flexão da armadura longitudinal:

As grandes aberturas devidas à deformação excessiva da armadura transversal provocam o deslocamento relativo entre as seções da fissura, podendo, com isso, ocasionar a flexão localizada da armadura longitudinal levando a viga a um tipo de ruína que também decorre do cisalhamento, conforme Figura 55. Esse tipo de ruína pode ocorrer quando há deficiências pontuais na armadura transversal, como, espaçamento inadequado e/ou ancoragem incorreta dos estribos.

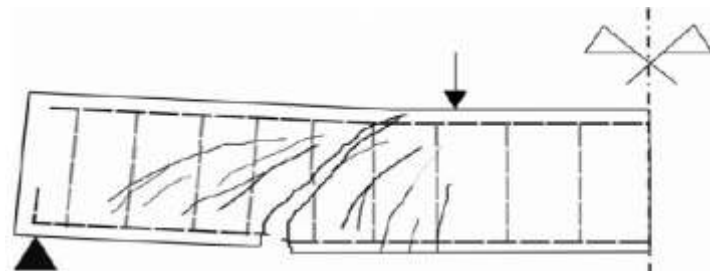


Figura 55 - Ruptura por flexão localizada da armadura longitudinal
LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

O panorama de fissuração da peça ao atingir o estado limite último, pode ser muito diferente daquele que poderia se prever da análise das trajetórias de tensões elásticas, pois depende do arranjo para a distribuição das armaduras. Em princípio existiriam duas possibilidades para o arranjo das armaduras. Uma primeira possibilidade teoricamente possível, é baseada na ideia da substituição local de material, onde barras de armadura seriam distribuídas por todo volume da peça estrutural, de modo que ao se abrir uma fissura já existiria uma armadura capaz de absorver a tração liberada do concreto. Neste caso, a distribuição dos esforços internos seguiria o mesmo padrão de antes da fissuração. Porém, nada garante que este arranjo seja o mais eficiente para a segurança em relação aos estados limites e nem o mais econômico. A segunda, baseia-se no fato de que uma parte das barras de aço é mais bem

aproveitada quando empregada de forma concentrada, em posições preferenciais da estrutura. Este é o princípio dos arranjos de armaduras padronizadas, estabelecidas de acordo com modelos nos estados limites últimos das peças estruturais. Estes modelos devem sempre garantir a estabilidade, global e local, da peça. A figura 56 mostra esse panorama de fissuração ao atingir o estado limite último, e os tipos de rupturas descritos por LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

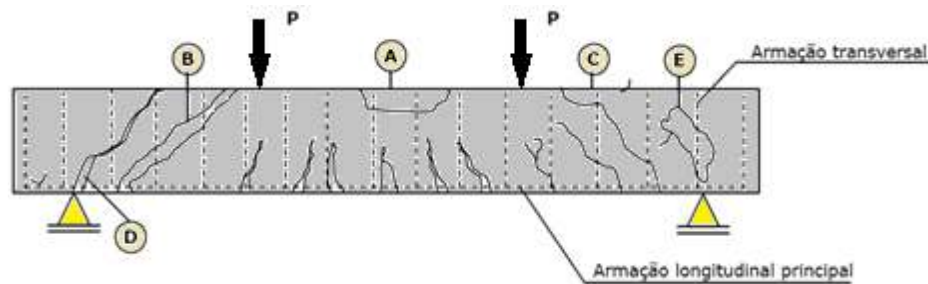


Figura 56 - Panorama de fissuração
(CHAER e OLIVEIRA, 2001)

- A - Ruptura a flexão pelo esmagamento do concreto
- B - Ruptura de cisalhamento por tração da armadura transversal
- C - Ruptura por força cortante-flexão
- D - Ruptura por falha de ancoragem
- E - Ruptura de cisalhamento por esmagamento da biela comprimida

2.9. Principais Fatores que influenciam a resistência à força cortante

Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1982), são muitos fatores que influenciam a resistência das vigas à força cortante, cerca de vinte, sendo que de alguns deles não há conhecimento suficiente da sua influência. MACGREGOR e WIGHT (2012), diz que a carga capaz de provocar a fissuração inclinada de uma peça é afetada por seis variáveis principais, quais sejam:

a) Resistência à tração do concreto

O estado de tensões na alma de uma viga envolve tensões biaxiais de tração e compressão. A fissuração de flexão, que ocorre anteriormente à fissuração inclinada, rompe o campo de tensão elástica de tal forma, que a fissuração inclinada ocorre com uma tensão de tração principal que é aproximadamente metade da resistência à tração de uma peça não fissurada.

b) Taxa de Armadura Longitudinal

O desenvolvimento de uma fissura inclinada por força cortante, ou seja, seu aumento até próximo da borda superior da zona comprimida de concreto, depende da rigidez à deformação do banzo tracionado, ou seja, quanto mais fraco for o banzo tracionado, tanto mais ele se alonga com o aumento da carga e tão mais depressa a fissura inclinada se torna perigosa. O banzo tracionado não pode, portanto, ser muito enfraquecido na região de uma possível ruptura por força cortante. Também um escorregamento da ancoragem no apoio tem um efeito enfraquecedor. Ambas as influências devem ser consideradas como detalhes construtivos na execução da armadura.

Quando a taxa de armadura longitudinal é pequena, as fissuras de flexão se prolongam mais dentro da viga e ocasionam aberturas maiores. O aumento da abertura da fissura provoca a diminuição dos valores máximos das componentes verticais devido ao efeito de pino, Vd , e engrenamento dos agregados, Vay . Eventualmente a resistência ao longo da fissura cai abaixo da necessária para resistir aos carregamentos e a viga falha repentinamente por cortante. De acordo com MACGREGOR e WIGHT (2012), para peças com taxa de armadura longitudinal inferior a 0,0075, a norma americana sobre-estima a resistência à força cortante (Vc), embora na grande maioria dos casos, a taxa de armadura longitudinal varia entre 0,0075 e 0,025.

c) Razão entre o vão de cisalhamento e altura efetiva a/d (M/Vd)

As peças que apresentam a/d menor que dois, ou seja, vãos considerados curtos, a razão a/d ou M/Vd afeta o cortante de fissuração inclinada e cortante último. Para vãos maiores, onde prevalece o comportamento de regiões tipo B, a influência da razão a/d exerce pouca influência sobre Vc , podendo ser negligenciada (ver figura 39c).

d) Altura da Viga

Ensaio realizados segundo uma lei de semelhança com vigas sem armadura transversal e diferentes alturas d , com igual porcentagem de armadura longitudinal de mesma distribuição de barras, mostraram que a capacidade resistente à força cortante diminui consideravelmente com o aumento da altura d , quando a granulometria e o cobrimento do concreto não variarem de acordo com a escala. Conforme apresentado por Leonhardt (1982), a relação entre a distância do ponto de aplicação da carga, (a), e a altura útil da viga (d), influenciam no tipo de ruptura da viga e na capacidade resistente.

Para vigas com baixa relação a/d a ruptura ocorre de modo brusco, com um esforço cortante que excede o valor relativo ao surgimento de fissuras. Enquanto que, para valores

elevados de a/d , a ruptura acontece imediatamente após o surgimento das fissuras de cisalhamento e sem esmagamento do concreto. Outros fatores geométricos, como tipo de carregamento, a altura da viga, forma da seção transversal, qualidade da armadura longitudinal, posição da carga e esbeltes também influem na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto.

Para uma peça com resistência a compressão (f_c), taxa de armadura longitudinal (ρ_w) e vão de cisalhamento (a) constantes, ao aumentar a altura da viga, a largura das fissuras e espaçamento entre as mesmas tendem a aumentar. Isto reduz a tensão de cisalhamento máxima $v_{ci\ max}$ que pode ser transferida através do engrenamento dos agregados. Quando a tensão transmitida através da fissura excede a resistência ao cisalhamento máxima, as faces da fissura deslizam uma em relação à outra, desenvolvendo uma situação instável. Tal comportamento não é observado quando a viga possui a armadura transversal mínima necessária, já que as armaduras de cisalhamento mantêm as faces das fissuras juntas, evitando o desaparecimento do cisalhamento.

A Figura 57 é baseada em uma adaptação feita por MACGREGOR e WIGHT (2012), nela pode-se perceber uma significativa diminuição da resistência ao cisalhamento de vigas carregadas uniformemente e geometricamente semelhantes.

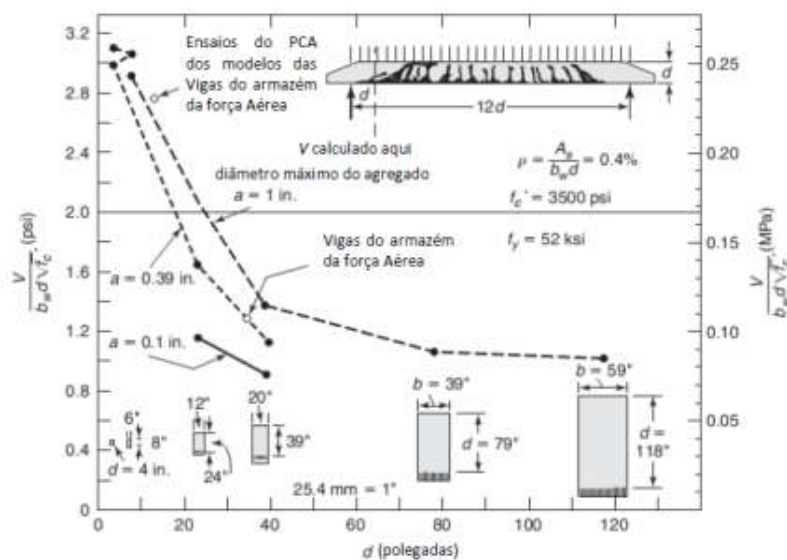


Figura 57 - Efeito da altura da viga, d , na falha por cisalhamento de vigas de vários tamanhos. (adaptada de MACGREGOR e WIGHT, 2012)

e) Esforços Normais

À medida que o esforço normal de compressão aumenta, o início da fissuração de flexão é retardado, observa-se também que a fissura penetra menos no interior da viga, o que provoca o aumento do carregamento de fissuração inclinada. Já o aumento da tensão de tração

provoca o aumento da deformação da armadura longitudinal, provocando o aumento da largura da fissura inclinada, o que por sua vez reduz a tensão de cisalhamento máxima $v_{ci\ max}$ que pode ser transmitida através das fissuras e conseqüentemente a carga de falha ao cisalhamento.

f) Dimensão do Agregado Graúdo

À medida que o agregado graúdo aumenta o seu diâmetro, aumenta também a rugosidade das superfícies das fissuras, permitindo desta forma, que uma tensão de cisalhamento maior seja transferida através das fissuras. No entanto, em concreto de alta resistência, as fissuras são mais suscetíveis a penetrar no agregado do que contorná-lo, resultando em uma superfície de fissura mais suavizada, o que por sua vez diminui o cisalhamento transferido pelo engrenamento do agregado. Observando a Figura 57, pode-se perceber que uma viga com um agregado graúdo de diâmetro máximo igual a uma polegada e altura efetiva, d , igual a 40 polegadas, apresenta o carregamento de falha ao cisalhamento igual a aproximadamente 150% do carregamento de uma viga com mesma altura e diâmetro máximo do agregado igual um décimo de polegada.

2.10. Trabalhos semelhantes realizados

2.10.1. SILVA *et al.* (2012)

Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil da UNES – como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil. Nesse trabalho, foi apresentada uma análise experimental comparativa entre dois modelos de armadura para combater a força de cisalhamento em vigas de concreto armado, sendo um com estribos verticais independentes, e outro com estribos contínuos (figura 58).



Figura 58 - Detalhe dos estribos contínuos e dos estribos verticais.
(SILVA, 2012)

O objetivo foi executar uma análise comparativa da eficiência desses estribos tanto no combate aos esforços de cisalhamentos como no aparecimento e aberturas de fissuras e também na carga de ruptura.

2.10.1.1. Características das vigas

Todas tiveram mesma seção transversal de 120 mm de largura e 250 mm de altura, com vão de 2500 mm total, sendo 2400 mm de vão teórico e o mesmo tipo de concreto – C25 usinado. O primeiro grupo utilizou estribos tradicionais, e o segundo, estribos contínuos. Foi adota para armadura transversal diâmetro mínimo \varnothing_{min} , e espaçamento transversal máximo $S_{máx}$ conforme norma NBR 6118 (ABNT, 2014). A armadura longitudinal foi superdimensionada com o objetivo de resistir à força de flexão, e obrigatoriamente fazer com que ocorra primeiro o escoamento da armadura transversal.

2.10.1.2. Materiais e métodos

Em seu ensaio, foram executadas seis vigas de concreto armado, sendo três com estribos tradicionais e três com estribos contínuos, tendo como modelo uma viga bi-apoiada, com uma única força concentrada, aplicada de forma lenta crescente até a ruptura a uma distância de 2,5h do apoio conforme norma européia EN 1168 (EUROCOD, 2005) (figura 59).



Figura 59 - Esquema de ensaio.
(SILVA, 2012)

Todas as vigas foram ensaiadas no laboratório de estruturas (LEE) do Curso de Engenharia civil, da Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, onde foi utilizado um pórtico metálico, montado sobre uma laje de reação dotado de atuador hidráulico com capacidade máxima de 500 kN. Como apoios, foram utilizados elementos metálicos de 100 mm de largura e 200 mm de comprimento; a transmissão da carga do atuador hidráulico para a viga foi através de um perfil metálico com 180 mm de largura, 200 mm comprimento e 400 mm de altura com massa 24,5 kg sobre um rolete de massa 4,9 kg na interface com a viga a ser ensaiada.

No ensaio foi aplicada de forma lenta e crescente uma única força concentrada a uma distância 2,5h do apoio, avaliando o seu comportamento de cisalhamento puro até o momento da ruptura, verificando a carga máxima, a formação e aberturas de fissuras na ruptura. Ao final, foram comparados os resultados obtidos nas duas situações para avaliar qual dos formatos era o mais eficiente no combate ao esforço cisalhante, assim como, verificar qual a situação é mais econômica. Tabela 2 apresenta as cargas de ruptura das vigas ensaiadas com estribos verticais e a tabela 3 as de estribos contínuos. A figura 60 mostra a capacidade de carga média das vigas ensaiadas.

Tabela 2 – Carga de ruptura de vigas com estribos verticais (SILVA, 2012)

Vigas com estribos verticais	
Elementos	Carga de Ruptura (kN)
VA	83,3
VB	83,2
VC	91,5
Média	86,0
Desvio Padrão	4,8

Tabela 3 – Carga de ruptura de vigas com estribos contínuos (SILVA, 2012)

Vigas com estribos contínuos	
Elementos	Carga de Ruptura (kN)
V01	78,9
V02	76,8
V03	68,5
Média	74,7
Desvio Padrão	5,5

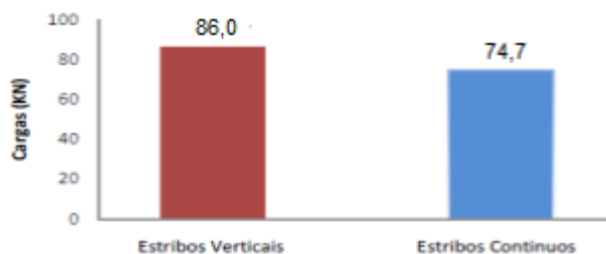


Figura 60 - Capacidade de carga dos estribos verticais e contínuos (SILVA, 2012)

Durante o ensaio, observou-se que as vigas VC e V02, apresentaram os maiores números de fissuras de cisalhamento, conforme mostrado na figura 61.



Figura 61 - Ensaio da viga VC e VC02
(SILVA, 2012)

Observou-se também que a ruptura (escoamento) no aço dos estribos contínuos ocorreram entre 30 mm a 60 mm acima das dobras nos modelos observados, conforme podem ser vistos no detalhe da ruptura na figura 62. Nas vigas com estribos verticais as rupturas ocorreram nas dobras dos estribos conforme figura 63, possivelmente por ser a região mais frágil dos estribos verticais.



Figura 62 - posição da ruptura dos estribos contínuos
(SILVA, 2012)



Figura 63 - posição da ruptura dos estribos contínuos verticais
(SILVA, 2012)

Ainda sobre a ruptura, pode ser observado que nas vigas V02, V03, VB, VC na zona comprimida do concreto, as tensões de compressão fizeram com que a armadura porta estribos

se deformasse perdendo a aderência com o concreto e arrancando a camada de concreto que a cobria como pode ser observado na Figura 64.



Figura 64 - Deslocamento da armadura de porta estribo da V02 (SILVA, 2012)

SILVA *et al.* (2012), concluiu que ambos os modelos se mostraram satisfatórios, tendo em vista que todas as vigas tiveram seu valor de ruptura acima do determinado em cálculo, e que as vigas com estribos contínuos tiveram uma pequena vantagem sobre as vigas de estribos verticais, em relação à abertura de fissuras visto que este modelo teve maior resistência para o aparecimento das primeiras fissuras, influenciando diretamente nas quantidades e principalmente na abertura máxima, sabendo que as primeiras fissuras a aparecer foram as que tiveram as maiores aberturas para os dois modelos.

A forma de ruptura foi semelhante em ambos os modelos analisados. No entanto os estribos verticais apresentaram o valor da carga de ruptura 13,09% superior às vigas de estribos contínuos. Economicamente, as vigas com estribos contínuos tiveram uma economia de 1,68% no material, porém um custo final 40,06% maior na sua mão de obra. Ainda assim foram 0,13% mais econômicas que as vigas de estribos verticais. Desta forma, concluiu que os estribos contínuos foram mais eficientes, visto que este modelo apresentou melhores resultados quanto ao aparecimento de fissuras.

2.10.2. CARELLI *et al.* (2002)

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Nesse trabalho estudou-se experimentalmente um estribo de aço autotravante de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado, que permite a fixação das armaduras longitudinais sem a necessidade de amarração, o que faz diminuir o tempo de execução das armaduras, sem prejudicar a rigidez necessária ao manuseio do conjunto.

2.10.2.1. Características das vigas ensaiadas

O estudo experimental consistiu no ensaio de vigas de concreto armado de seção transversal retangular 150 x 350 x 1920 mm. Todas as vigas ensaiadas possuíam Três barras de aço de bitola 16,0 mm na armação longitudinal de tração e duas barras de bitola 5,0 mm na armação longitudinal superior e foram distribuídas em três grupos de acordo com o tipo de estribo utilizado VC (estribos convencionais), VA (estribos autotravantes) e VS (sem estribos).

As dimensões e armaduras das vigas foram obtidas de modo que a ruína ocorresse devido aos esforços cortantes e mais especificamente por deformação excessiva das armaduras transversais. O espaçamento entre estribos utilizado foi de 150 mm nas regiões entre cargas e apoios e de 170 mm na região entre cargas. Os cobrimentos das armaduras de flexão eram de 30 mm garantidos pela utilização de espaçadores plásticos, o que conduz a um cobrimento de 25 mm para as armaduras mais externas (estribos).

2.10.2.2. Modelo e Procedimento de Ensaio

Devido às características do estudo, optou-se por realizar ensaios de flexão a quatro pontos como mostra a figura 65.

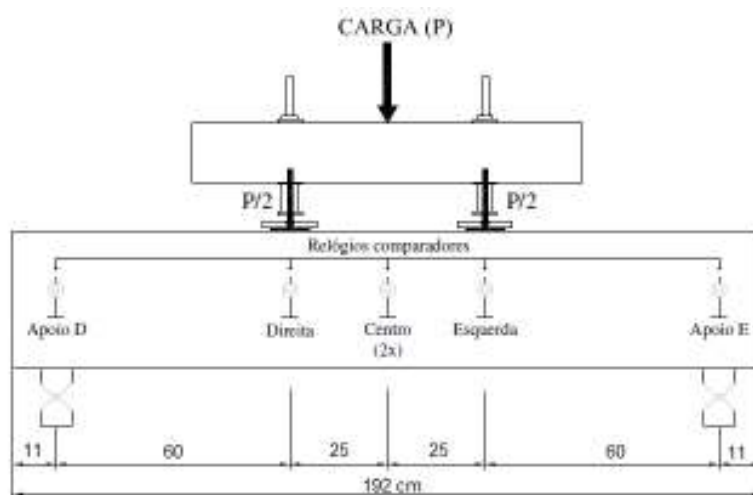


Figura 65 - Esquema representativo dos ensaios (CARELLI, 2002)

A primeira etapa dos estudos experimentais consistiu no ensaio de três vigas de concreto armado com estribos autotravantes, denominadas V1, V2 e V3, armadas com estribos autotravantes modelo B, com o objetivo de comparar os resultados com os obtidos por PINTO

(2001), que usou estribos autotravantes conforme o modelo A da figura 66 e cujos resultados dos ensaios encontram-se na tabela 4.

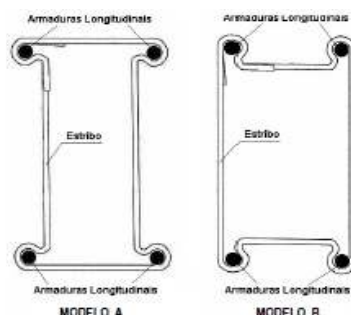


Figura 66 - Formato dos estribos autotravantes (CARELLI, 2002)

Tabela 4 - Resultados das vigas ensaiadas por PINTO (2001)

Viga	Carga de Ruína (kN)	
	P	Média
VPC1	110,0	114,7
VPC2	112,0	
VPC3	122,0	
VPA1	92,0	93,7
VPA2	91,0	
VPA3	98,0	

A figura 67 mostra o gráfico do deslocamento no centro do vão das vigas VPC2 e VPA1. e indicam um desempenho inferior dos estribos autotravantes modelo A (figura 66) em relação aos convencionais.

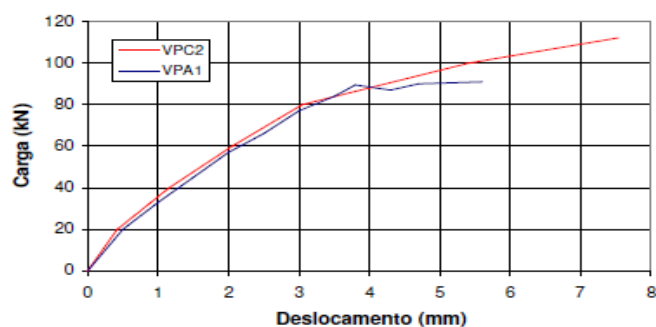


Figura 67 - Diagramas carga-deslocamento no centro do vão das vigas VPC2 e VPA1 (CARELLI, 2002)

De posse destes dados PINTO (2001) concluiu que as vigas (VPA) testadas com estribos autotravantes (Modelo A) apresentaram um desempenho inferior de aproximadamente 18% comparado às vigas com estribos convencionais (VPC). Com relação ao diagrama carga - deslocamento, verificou-se que tanto vigas com estribos autotravantes quanto vigas com

estribos convencionais apresentam diagramas muito semelhantes até a carga de ruptura das vigas com estribos autotravantes, quando estas apresentaram inflexões bruscas e romperam.

Com essas informações dos estudos de PINTO (2001), CARELLI *et al.* (2002), utilizou-se do mesmo modelo de ensaio com armaduras longitudinal e transversal, seção retangular, forma de carregamento, resistência do concreto e dimensões semelhantes da primeira etapa. Enquanto PINTO (2001) utilizou o Modelo A para os estribos autotravantes, em seu trabalho optou-se pelo Modelo B nas vigas V1, V2 e V3. Na figura 68 mostra os ângulos das fissuras das vigas V1, V2 e V3, e na tabela 5 são apresentadas as cargas de ruptura das vigas ensaiadas nesta etapa, além dos ângulos médios das fissuras diagonais das vigas com a horizontal e a resistência à compressão do concreto utilizado na confecção das vigas, obtida na data da realização dos ensaios,

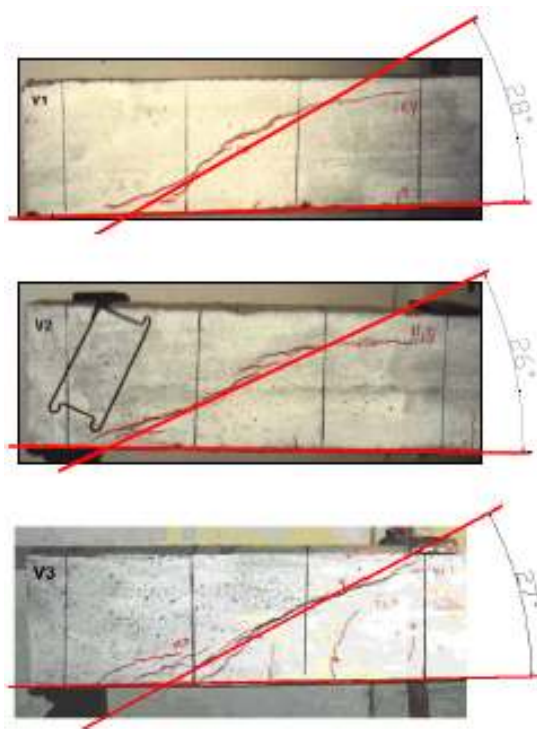


Figura 68 - Medição dos ângulos das fissuras diagonais (CARELLI, 2002)

Tabela 5 - Cargas de ruptura das vigas ensaiadas por CARELLI *et al* (2002)

Viga	Carga de Ruína (kN)		Resistência a compressão	Θ (graus)
	P	Média		
V1	104,0	108,3	16,7 MPa	28
V2	115,0			27
V3	106,0			26

Este primeiro estudo identificou que o tipo de estribo autotravante estudado neste trabalho (Modelo B) apresenta um desempenho superior ao estribo autotravante estudado por

PINTO (2001) (Modelo A). A existência de um ramo vertical bem definido no estribo aqui estudado fornece um melhor rendimento (108,3 kN) para carga de ruptura média em relação à 93,7 kN).

Com relação à comparação entre o desempenho de estribos autotravantes com a geometria do Modelo B, e estribos convencionais, este primeiro estudo ainda é inconclusivo principalmente porque as cargas de ruína não se diferenciam significativamente. Como a taxa de armadura transversal utilizada é pequena, para que se conheça com melhor precisão o desempenho do estribo autotravante é necessário o ensaio de vigas mais armadas transversalmente mantendo a condição de ruptura por cisalhamento.

Na fase seguinte do experimento, foi feito três grupos de vigas, sendo uma com estribos convencionais (VC), outra com estribos autotravantes (VA) e outra sem estribo (VS). Os resultados dos ensaios são apresentados na tabela 6 e o gráfico registra esses valores.

Tabela 6 - Cargas de Ruínas das vigas ensaiadas por CARELLI *et al* (2002)

Viga	Carga de Ruína (kN)		Resistência a Compressão (MPa)	Θ (graus)
	P	Média		
VA1	247,7	247,1	22,3	44
VA2	257,1			47
VA3	236,4			46
VC2	300,9	294,4	22,3	32
*VC3	240,3			54
VC4	287,9		26,1	33
VS1	188,6	170,5	22,3	54
VS2	127,9			32
VS3	195,0			33

*Viga não computada na média – carga de ruptura não representativa

Todas as vigas do grupo VA apresentaram o mesmo tipo de ruptura que coincidiu com o já verificado nos ensaios da primeira e segunda etapas. Ou seja, houve uma perda de pressão do estribo autotravante sobre a armadura longitudinal devido a tendência de retificação dos cantos do estribo (Figura 69).



Figura 69 - Configurações não deformada e deformada do estribo autotravante após a retificação do estribo (CARELLI, 2002).

Todas as vigas armadas com estribos convencionais, VC2, VC3 e VC4, apresentaram ruptura por deformação excessiva das armaduras transversais. Barras de aço rompidas e barras com sinais de estricção foram encontradas na inspeção visual destas vigas (Figura 70).



Figura 70 - Ruptura dos estribos convencionais (CARELLI, 2002).

As três vigas constituintes do grupo VS apresentaram modos de ruptura semelhantes. Com o acréscimo do carregamento aplicado as fissuras de cisalhamento atravessaram o banzo comprimido da peça dividindo-a em duas partes (Figura 71). Porém a carga de ruptura de uma delas, VS2, mostrou-se bastante diferenciada das outras duas, VS1 e VS3.



Figura 71 - Fissuração das vigas do grupo VS no momento da ruptura (CARELLI, 2002)

CARELLI *et al.* (2002), conclui que o estribo autotravante utilizado como armadura transversal de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado, possui desempenho reduzido quando comparado ao estribo de geometria retangular convencionalmente utilizado para este fim, e que sob o ponto de vista da capacidade última das vigas, apresentaram um desempenho aproximadamente 16% menor que aquelas armadas com estribos convencionais, e sob o ponto de vista somente da capacidade de carga das vigas pertinente às armaduras, ou seja, descontando-se a capacidade de resistência das vigas sem armadura de cisalhamento, os estribos autotravantes possuem um desempenho aproximadamente 38% menor que os estribos convencionais, e que em linhas gerais a utilização de estribos autotravantes como armadura de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado é recomendada, porém, ainda não para todos os casos, pois há a necessidade de realização de novos estudos que identifiquem o comportamento dos estribos autotravantes quando empregados em situações distintas daquelas estudadas.

2.11. Recomendações Normativas

2.11.1. Resistência ao cisalhamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014)

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), recomenda que as resistências de vigas submetidas ao cisalhamento sejam verificadas simultaneamente nas duas condições apresentadas pelas Equações 7 e 8.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (7)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (8)$$

Onde,

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção (kN);

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN);

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais tracionadas (kN);

V_c é a contribuição do concreto (kN);

V_{sw} é a parcela absorvida pela armadura transversal (kN).

Para a estimativa das forças resistentes de cálculo a norma sugere dois modelos de cálculo. O modelo de cálculo I admite uma inclinação das diagonais comprimidas de 45° em relação ao eixo longitudinal da viga e considera que a parcela V_c tenha valor constante independentemente de V_{sd} . As equações 9 e 10 apresentam as forças resistentes de acordo com o modelo de cálculo I; as de números 11 e 12 apresentam respectivamente a parcela absorvida pela armadura transversal e a força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais tracionadas. A altura útil da seção é dada pela equação 13.

Verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (9)$$

Cálculo da armadura transversal

$$V_c = 0,09 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{flexões simples e flexo - tração}) \quad (10)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (11)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (12)$$

Onde,

b_w é a menor largura da seção (mm);

d é a altura útil da seção (mm);

A_{sw} – área da seção transversal do estribo (mm^2);

s – espaçamento entre os estribos (mm);

f_{ywd} - tensão na armadura transversal;

α - ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Para o cálculo da altura útil da viga, foi

$$d = h - \left(\frac{\emptyset}{2} + c + \emptyset_{estribo}\right) = 258,8 \text{ mm} \quad (13)$$

Onde,

h é altura da viga (290mm)

\emptyset é o diâmetro da armadura de flexão (12,5 mm)

c é o cobrimento (20 mm)

$\emptyset_{estribo}$ é o diâmetro do estribo

O modelo de cálculo II admite uma inclinação das diagonais comprimidas variando entre 30° e 45°. Admite ainda que a parcela V_c sofra variação com o aumento de V_{sd} . As Equações 14 e 15 apresentam as forças resistentes de acordo com o modelo de cálculo II; a equação 16 apresenta a parcela absorvida pela armadura transversal, e a equação 17 a força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais tracionadas.

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta \cdot (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \quad (14)$$

Cálculo da armadura transversal

$$V_c = 0,09 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d, \text{ quando } V_{sd} \leq V_c \quad (15)$$

(flexões simples e flexo – tração)

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha \quad (16)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (17)$$

Onde,

$V_c = 0$, quando $V_{sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários;

f_{ck} é a resistência característica do concreto;

b_w é a menor largura da seção (mm);

d é a altura útil da seção (mm);

θ - ângulo de inclinação das diagonais de compressão em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, variável entre 30° e 45°.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Características das vigas

Foram confeccionadas sete vigas com seção de (140 x 290) mm² e 220 mm de comprimento, sendo uma de referência com estribos de aço espaçados a cada 150 mm (VRF150), três somente com estribos plásticos espaçados a cada 150 mm, 100 mm e 075 mm (V1P150, V2P100 e V3P075), e três com estribos de aço e plásticos alternados a cada 150 mm, 100 mm e 075 mm (V4A150, V5A100 e V6A075), cujo resumo é apresentado na tabela 7.

Tabela 7 – características das vigas

Identificação da viga	Espaçamento (mm)	Tipo de estribo
VRF 150	150	Estribo de aço
V1P 150	150	Estribo plástico
V2P 100	100	
V3P 075	75	
V4A 150	150	Alternância de estribos plástico e de aço
V5A 100	100	
V6A 075	75	

3.1.1. Armaduras de flexão

Considerando o objetivo de analisar o comportamento dos estribos plásticos a ruptura ao cisalhamento, as armaduras de flexão foram compostas por 3 barras de aço CA50 com diâmetro de 12,5 mm na região tracionada da viga, e como armadura de composição, foram utilizados 2 barras de aço com diâmetro de 5,0 mm na sua região comprimida, conforme mostra a seção transversal da viga na figura 72.

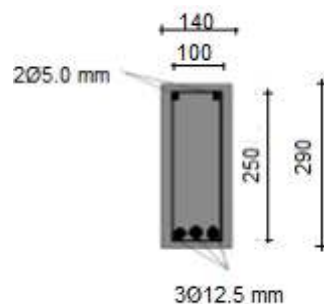


Figura 72 - Seção transversal da viga de referência (VRF150)

3.1.2 - Armadura de cisalhamento

Foram compostas por estribos de aço de 5,0 mm com seção retangular 100 x 250 mm, e pelos estribos plásticos objeto desse trabalho, o qual é possui seção retangular 100 x 250 mm, 6 travas tipo “clip” para ferragens de flexão, 3 pontas de 20 mm em cada lado, 2 pontas de 10 mm na parte superior e 2 pontas de 10 mm na inferior como espaçadores de cobertura da armadura, conforme mostra a figura 73.

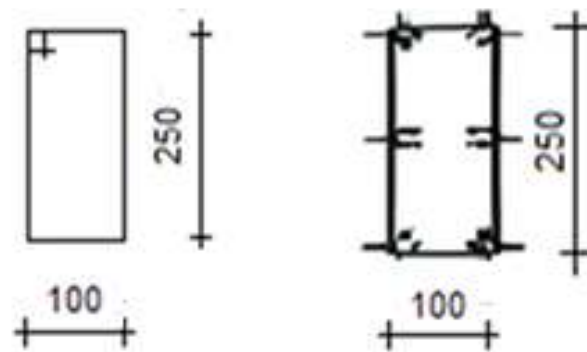


Figura 73 - Seção do estribo de aço, e do estribo plástico

3.2. Detalhes das armaduras das vigas

As figuras 74 a 80 mostram os detalhes das armaduras das 7 vigas, conforme as características definidas na tabela 7.

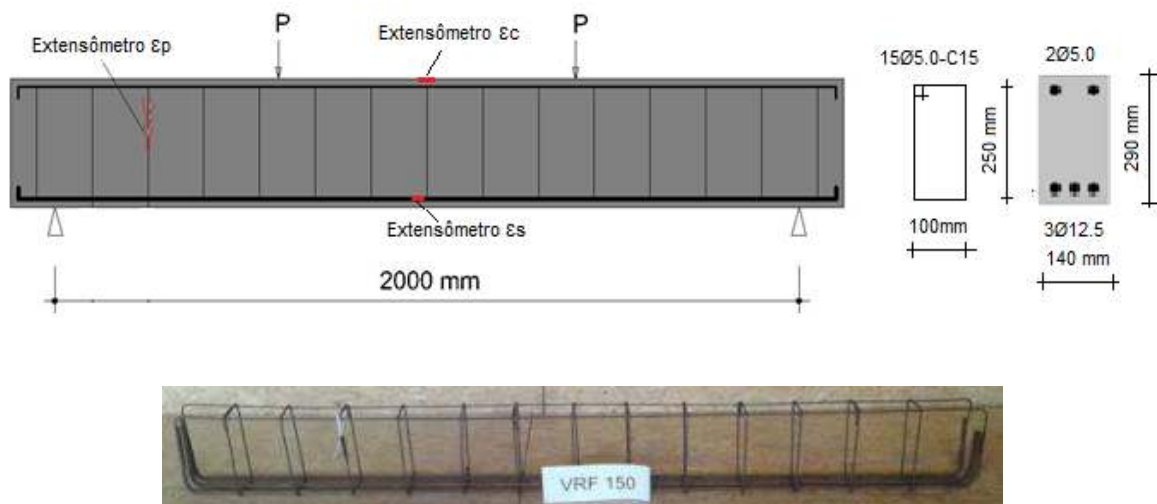


Figura 74 - Armadura da Viga de referência VRF150

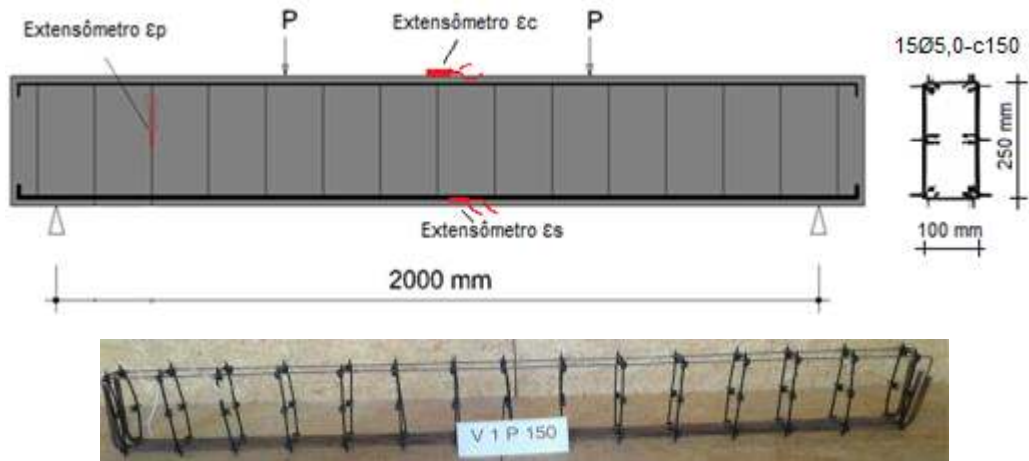


Figura 75 – Armadura da Viga V1P150

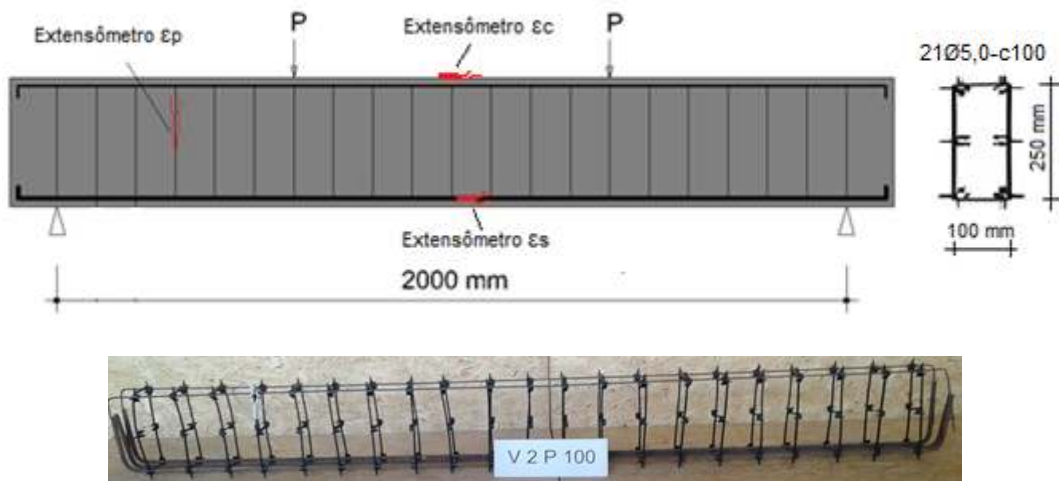


Figura 76 – Armadura da Viga V2P100

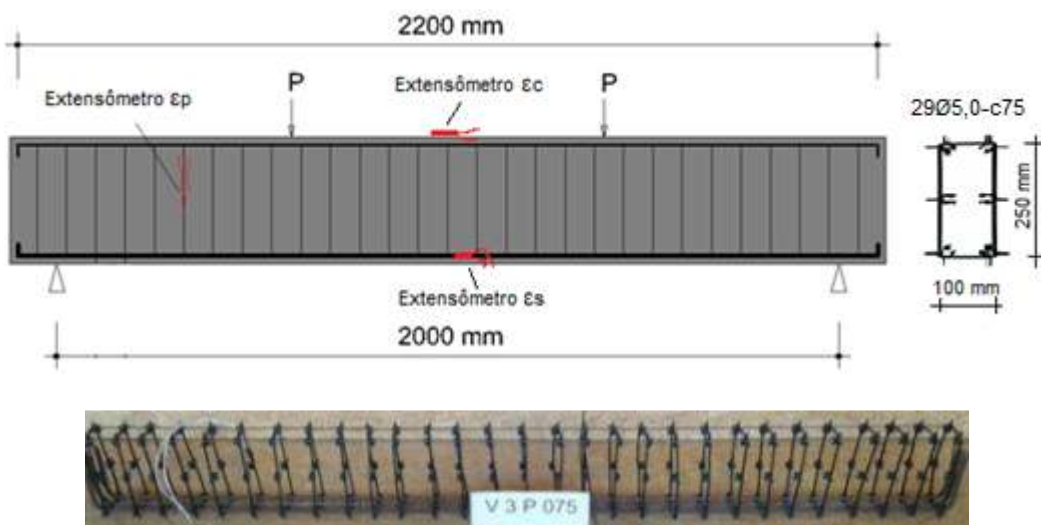


Figura 77 – Armadura da Viga V3P075

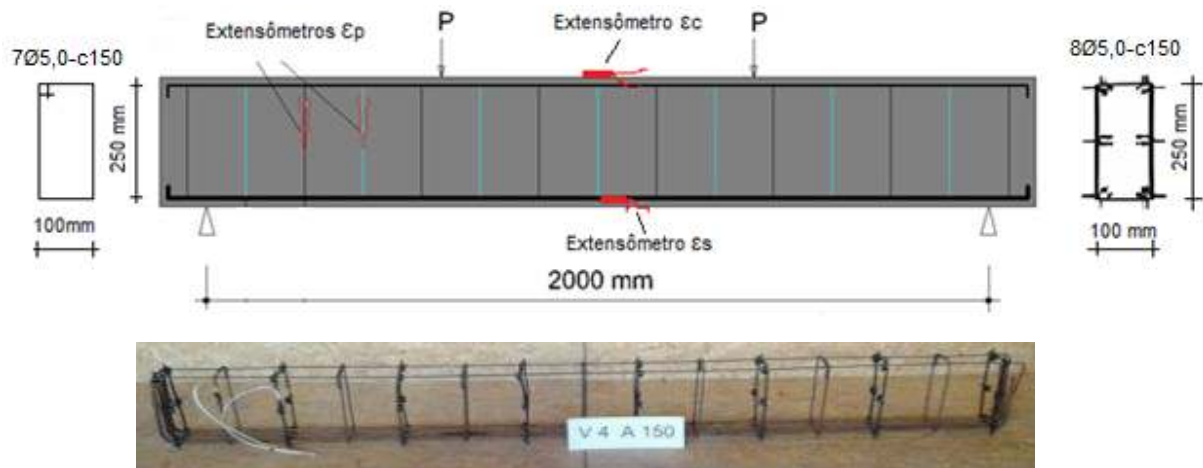


Figura 78 – Armadura da Viga V4A150

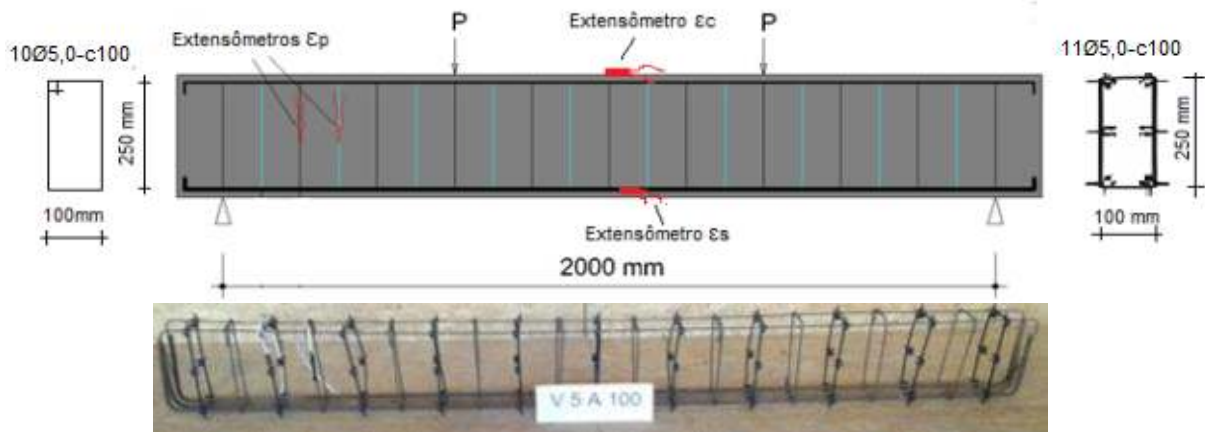


Figura 79 – Armadura da Viga V5A100

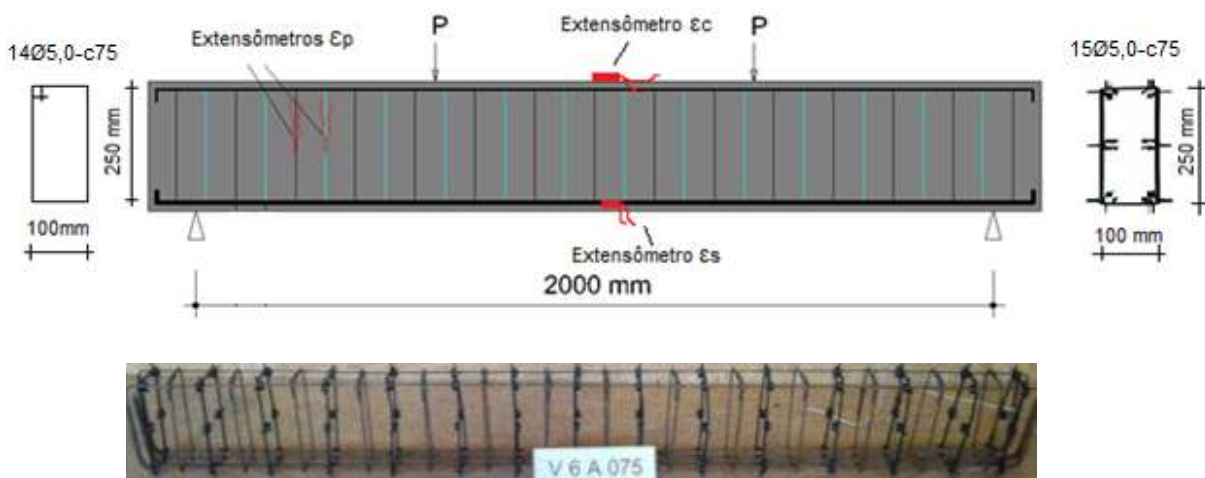


Figura 80 – Armadura da Viga V6A075

3.3. Detalhes das fôrmas

As fôrmas foram executadas com Madeirit 10 mm e aplicado desmoldante nas paredes internas e fundos para o facilitar das desformas. A figura 81 mostra os detalhes das fôrmas e as armaduras após as montagens.



Figura 81 - Detalhes das fôrma e armaduras após suas montagens

3.4. Concretagem e retirada de corpos-de-prova de concreto

O concreto utilizado no experimento foi fornecido por uma empresa que atua no mercado de venda de concreto usinado na cidade de Belém/PA, sendo solicitado um concreto com f_{ck} de 30 MPa. Foi usado vibrador de imersão e confecção dos corpos-de-prova cilíndricos de dimensões (100 x 200) mm conforme a NBR 5738 (ABNT, 2015). As figuras 82 e 83 mostram tais serviços.



Figura 82 - Retirada dos corpos-de-prova



Figura 83 - Concretagem das vigas

3.5. Desforma das vigas

As vigas foram desformadas após 28 dias de concretadas, conforme mostradas na figura 84.



Figura 84 - Vigas desformadas

3.6. Ensaio dos corpos-de-prova

3.6.1. Ensaio de resistência do concreto à compressão simples

Após o período de cura dos corpos-de-prova, os mesmos foram ensaiados de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007) para verificação da resistência a compressão simples. Cada corpo-de-prova foi centralizado eixo a eixo com o equipamento de ensaio e submetido aos esforços de compressão. As peças foram rompidas em virtude da força aplicada verticalmente no seu eixo longitudinal de sua seção transversal, surgindo aí forças de tração no sentido do eixo para as laterais, até o surgimento de fissuras e seu fendilhamento de ruptura. A figura 85 mostra um corpo-de-prova em ensaio de compressão, a Tabela 8 apresenta os resultados dos ensaios de resistência a compressão simples, e a figura 86 mostra o seu gráfico comparativo dos resultados.



Figura 85 - Corpo-de-prova em ensaio de compressão

Tabela 8 - Resultado dos ensaios de resistência a compressão dos corpos-de-prova

CP	f_c (MPa)	Resistência Média f_{cm} (MPa)
1	46,1	43,7
2	43,8	
3	41,1	

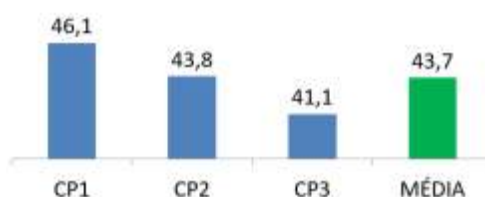


Figura 86 - Resistência a compressão simples do concreto (MPa)
Módulo de elasticidade dos corpos-de-prova

A Tabela 9 apresenta os resultados dos ensaios dos módulos de elasticidade dos corpos-de-prova, e a figura 87 o seu gráfico comparativo dos resultados.

Tabela 9 - Resultados dos ensaios dos módulos de elasticidades dos corpos-de-prova.

CP	E_c (GPa)	E_{cm} (Média) (GPa)
4	22,1	22,6
5	22,5	
6	23,3	

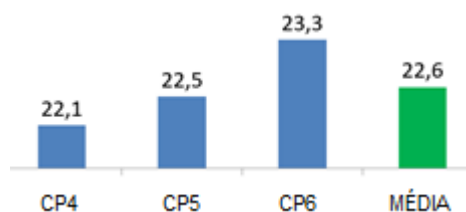


Figura 87 - Gráfico dos módulos de elasticidades dos corpos-de-prova do concreto (MPa)

3.6.2. Ensaio de tração da armadura de flexão de 12,5 mm e do estribo de 5,0 mm

As barras de aço foram caracterizadas seguindo as recomendações da NBR 6892-1 (2013), utilizando 3 amostras de mesmo lote de cada armadura. As figuras 88 e 89 mostram graficamente os ensaios e a tabela 10 apresenta os seus resultados.

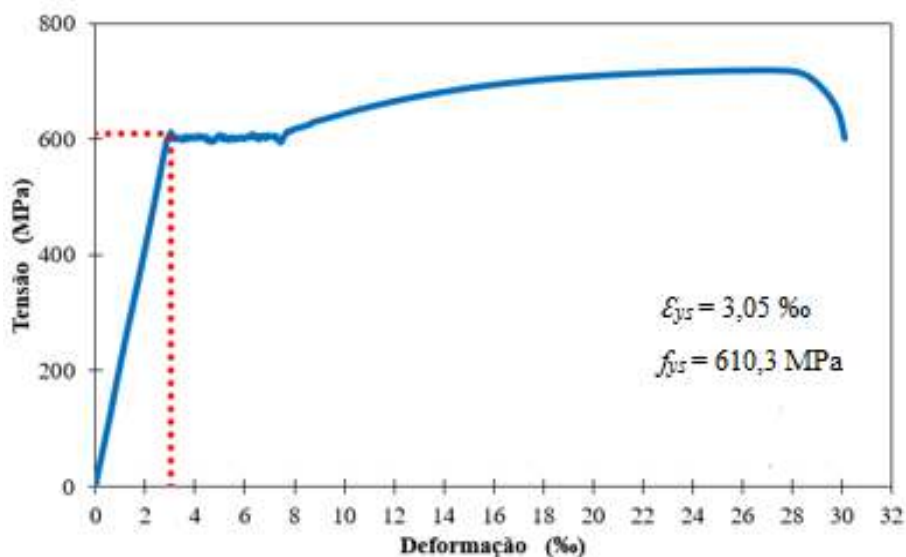


Figura 88 - Gráfico do ensaio de tração da armadura de 12,5 mm

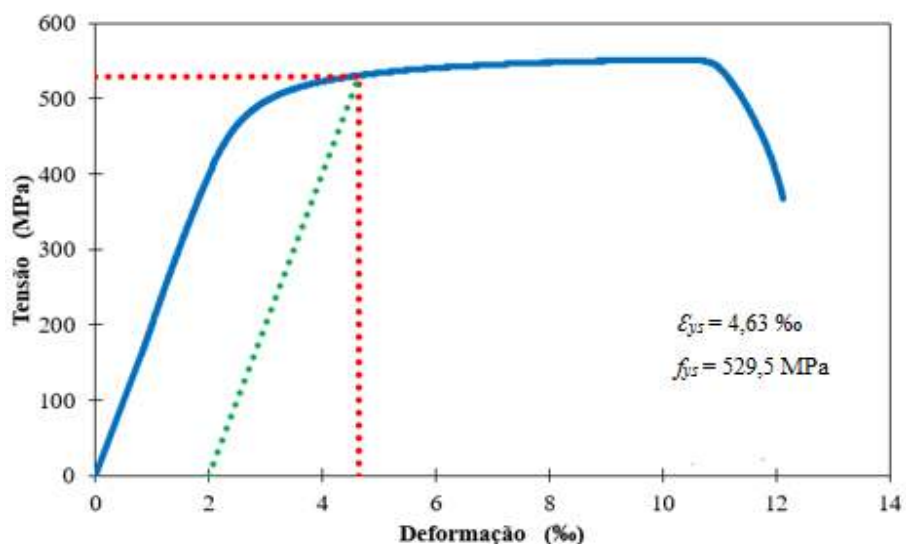


Figura 89 – Gráfico do ensaio de tração da armadura de 5,0 mm

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de tração das barras de aço.

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	Es (GPa)
12,5	610,3	3,05	200,1
5,0	529,0	4,63	201,1

3.6.3. Ensaio de tração dos estribos plásticos

Os ensaios dos corpos-de-prova dos estribos plásticos foram feitos conforme a norma ASTM D638/2014 (Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics), visto que a NBR 9622/86 (Plásticos – determinação das propriedades mecânicas a tração), foi cancelada sem substituição em novembro de 2015. Inicialmente foram preparados os corpos-de-prova dos

estribos plásticos e submetidos a um ensaio preliminar que foi denominado modelo tipo 1, utilizando-se materiais de baixo custo tais como, balde e balança, conforme mostra a figura 90. O controle da aplicação da força foi feito com carga de água. Todo material utilizado foi previamente pesado em balança digital no laboratório de engenharia civil. Os resultados, são apresentados na tabela 11.



Figura 90 – preparo dos estribos plásticos para o ensaio preliminar

Tabela 11 - Resultados dos ensaios iniciais de tração dos estribos plásticos

Estribo plástico (EP)	Força máxima (N)	Limite de Resistência (MPa)
EP1	500	20,0
EP2	540	21,6
EP3	580	23,2
Valor Médio	540	21,6

Posteriormente, foram executados novos ensaios, denominado tipo 2, o qual foi realizado na máquina de ensaio universal (figura 91), obtendo-se os resultados apresentados na tabela 12, e o gráfico das tensões nas figuras 92 e 93.



Figura 91 - Ensaio das amostras dos estribos plástico

Tabela 12 – Resultado do ensaio de tração dos estribos plásticos na máquina universal

Amostra	Força Máxima (N)	Limite de Resistência (MPa)	Alongamento (%)	Módulo de Elasticidade (GPa)
EP 4	512	20,5	13,0	0,29
EP 5	515	20,6	9,5	0,33
EP 6	545	21,8	31,5	0,32
Valor médio	524	21	18	0,31

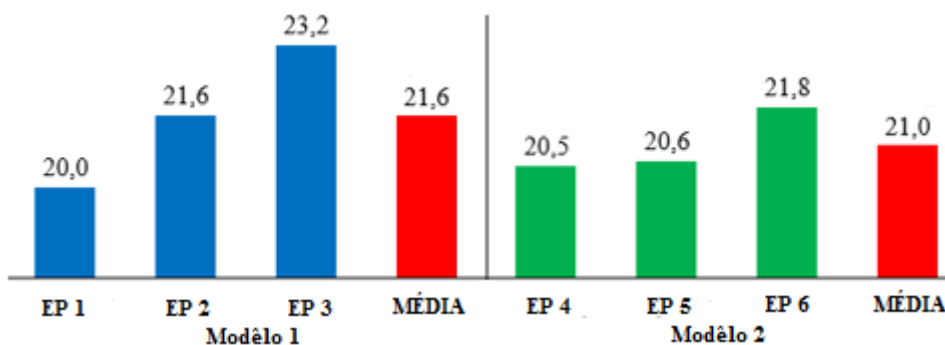


Figura 92 - Gráfico da tensão última dos modelos de ensaios tipo 1 e tipo 2.

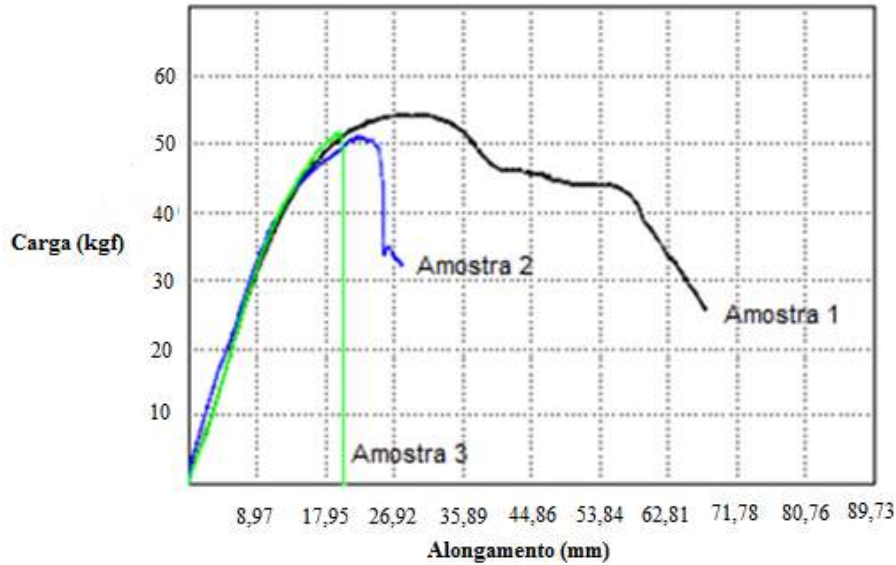


Figura 93 - Gráfico da Carga x alongamento do ensaio dos estribos plástico

3.7. Instrumentação das vigas antes dos ensaios

3.7.1. Deslocamentos verticais

Em todas as vigas, os deslocamentos verticais foram medidos na face inferior no meio do vão da viga, ponto de maior flecha. Para tal, foram utilizados deflectômetros digitais da marca DIGIMESS com precisão de 0,01 mm. O deflectômetro foi fixado em um sistema de suporte independente para evitar interferências nas leituras devido a movimentações no sistema de ensaio (figura 94).



Figura 94 - Detalhe da posição do deflectômetro digital sob a viga.

3.7.2. Deformação nas armaduras e no concreto

Para os registros das deformações nas armaduras e no concreto foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), fabricados pela EXCEL Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. (figura 95).



Figura 95 - Extensômetro EER

A precisão da indicação da deformação pelo EER está fortemente relacionada com o emprego de técnicas corretas de montagem e com o adesivo empregado. Para isso, foi utilizado os seguintes procedimentos para a sua instalação:

- Tratamento da superfície da amostra;
- Marcação do local onde será colado o EER;
- Escolha do adesivo;
- Colagem do EER;
- Aplicação da pressão de contato e cura;
- Verificação do funcionamento da resistência do EER e o seu isolamento;
- Ligação do EER ao cabo elétrico através de solda;
- Tratamento a prova de umidade;
- Ligação de circuitos e conexão ao aparelho de medição.

3.7.2.1. Deformação das armaduras

Nas armaduras de flexão e de cisalhamento, utilizou-se extensômetros modelo PA-06-125AA-120, e para as deformações no concreto, o modelo PA-06-201BA-120L, ambos com fator de sensibilidade $FS=2,1$ e resistência de 120Ω . Em cada viga, foi fixado um extensômetro posicionado no centro da barra longitudinal, e lateralmente em um estribo de aço e outro no estribo plástico. Nas vigas com estribos alternados plástico-aço, utilizou-se um extensômetro em cada tipo. (figura 96).

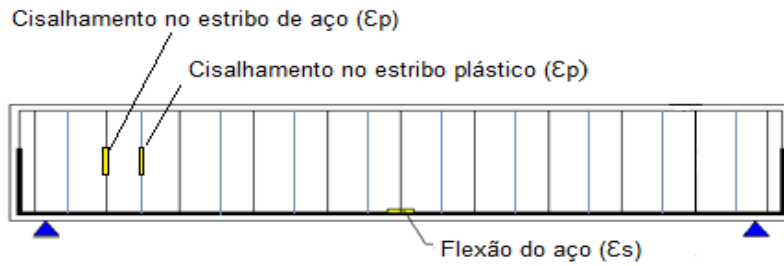


Figura 96 - Posição dos extensômetros, sendo um no estribo plástico e outro no de aço.

A Figura 97 mostra os posicionamentos dos extensômetros nos estribos de aço e de plástico após as suas montagens.

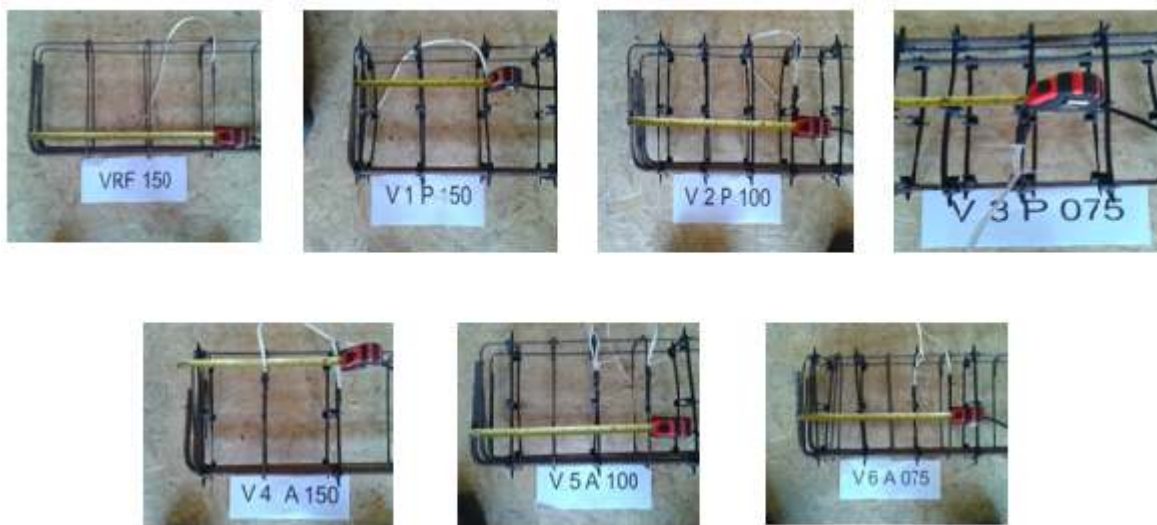


Figura 97 - Posição dos extensômetros nas armaduras

3.7.2.2. Deformação no concreto

Em cada viga foi fixado um extensômetro na sua face superior da viga para se fazer uma análise comparativa das suas deformações por flexão naquela região, como mostra a figura 99, e a figura 100 mostra a posição da instalação do extensômetro para os registros das deformações por flexão na face superior a viga.



Figura 98 - Posição do extensômetro na região comprimida da viga



Figura 99 - Fixação dos extensômetros na região comprimida

3.8. O Sistema de ensaio das vigas (*STTUTGART*)

O sistema de ensaio foi composto por um pórtico metálico fixado à laje de reação do laboratório, como suporte para aplicação de carga; 2 blocos de concreto, onde foram posicionados 2 aparelhos de simulação de apoio, sendo um de 1º gênero e outro de 2º gênero; um cilindro hidráulico com capacidade de carga de 1000 kN, para aplicação do carregamento nas vigas; uma célula de carga com capacidade de 1000 kN e precisão de 1 kN.

No ensaio de *STTUTGART* o carregamento era aplicado sobre uma viga de reação que distribuía a carga em dois roletes afastados 700 mm dos apoios. O carregamento foi aplicado na direção vertical, no sentido de cima para baixo com incrementos de carga de 5 kN. A leitura dos extensômetros durante os ensaios era feita por meio do sistema de aquisição de dados “ALMEMO”.

A Figura 101 mostra a representação esquemática do sistema de ensaio *STTUTGART*. O ponto de aplicação das forças, atendeu a relação $a/d \geq 2$ (sendo $a = 700 \text{ mm}$ e $d = 258,80 \text{ mm}$).

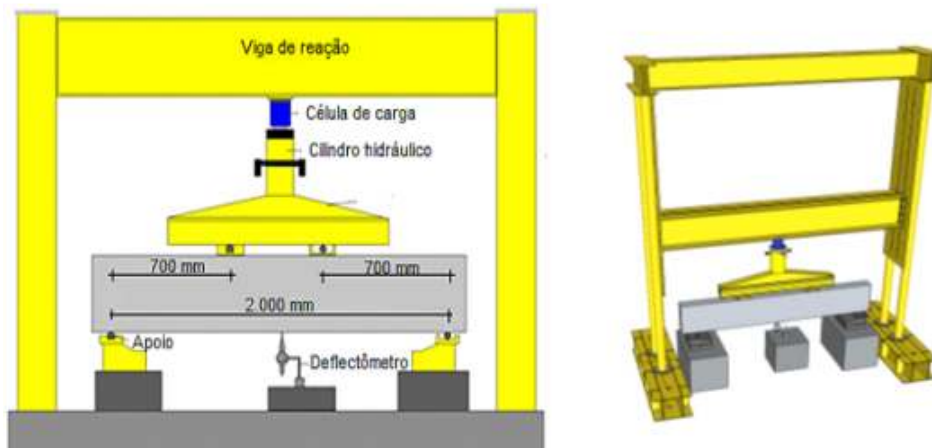


Figura 100 - Esquema do modelo de ensaio *STTUTGART* e a sua Vista 3D

3.8.1. Ensaios das vigas

Os ensaios das 7 vigas foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, em 3 dias, cujos resultados são mostrados nas figuras 101 a 114, juntamente com o mapa de suas fissuras. Cada viga era transportada e instalada no pórtico metálico, e feito a sua instrumentação para o registro dos resultados. Após o ensaio, era feito a sua desmontagem e transporte para um local adequado fora do laboratório.

O ensaio começou com a viga de referência VRF150 com armadura transversal composta de 15 estribos de aço, espaçados a cada 150 mm, conforme mostrado na figura 101, e o seu mapa de fissuração (figura 102) onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação de uma carga de 20 kN, e o registro de fissuras de cisalhamento até a aplicação da carga de 130 kN antes da sua ruptura.



Figura 101 - Fissuras na viga VRF150 após a ruptura por flexão com esmagamento do concreto na região comprimida

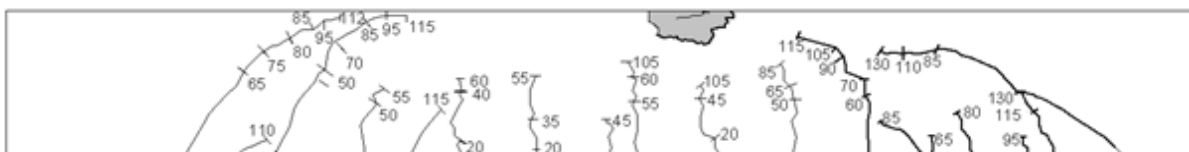


Figura 102 - Mapa de fissuras da Viga VRF150

Em seguida, fez-se o ensaio da viga VIP150 composta com 15 estribos plástico, espaçados a cada 150 mm, conforme mostra a figura 103 e o seu mapa de fissuração (figura 104) onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação de uma carga de 25 kN, com o aparecimento de fissuras de cisalhamento até a aplicação da carga de 90 kN, antes da carga de ruptura de cisalhamento, por tração.



Figura 103 - Fissuras na viga V1P150 após ruptura de cisalhamento, por tração

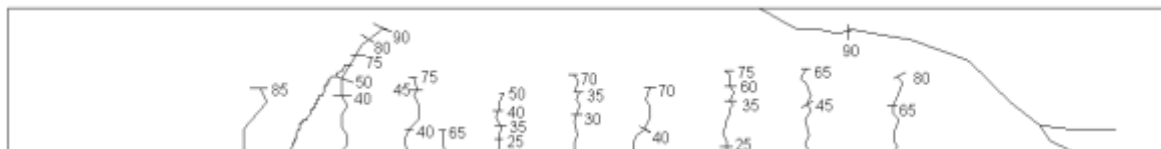


Figura 104 - Mapa de fissuras da Viga V1P150

Posteriormente, fez-se o ensaio da viga V2P100 composta com 21 estribos plástico, espaçados a cada 100 mm, conforme mostra a figura 105, e na figura 106 onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação de uma carga de 30 kN, com fissuras de cisalhamento de até 70 kN antes da aplicação da carga de ruptura, por tração e dividir a viga em duas partes.



Figura 105 - Fissuras na viga V2P100 após ruptura de cisalhamento, por tração

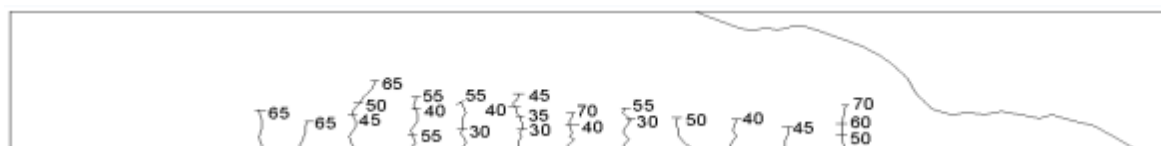


Figura 106 - Mapa de fissuras da Viga V2P100

Em seguida, fez-se o ensaio da viga V3P075 composta com 29 estribos plástico, alternados a cada 75 mm, conforme mostra a figura 107 e o seu mapa de fissuração (figura 108) onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação de uma carga

de 40 kN, e assim se comportou até a carga de 65 kN, antes da aplicação da carga de ruptura de cisalhamento, e dividir a viga em duas partes.



Figura 107 - Fissuras na viga V3P075 após ruptura de cisalhamento, por tração

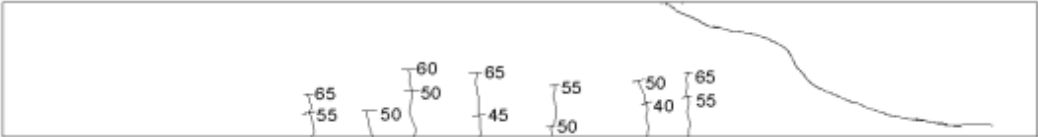


Figura 108 - Mapa de fissuras da Viga V3P075

A figura 109 mostra a viga V4A150 após o ensaio. A armadura transversal é composta por 15 estribos, sendo 8 de plástico e 7 de aço, alternados a cada 150 mm. A figura 110 mostra o seu mapa de fissuração, onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação da carga de 15 kN, com o registro de fissuras de cisalhamento até a carga de 75 kN, antes de se romper após a aplicação da carga de ruptura de cisalhamento, por tração.



Figura 109- Fissuras na viga V4A150 após ruptura de cisalhamento, por tração

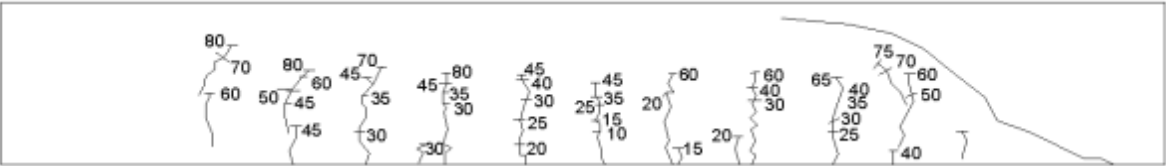


Figura 110 - Mapa de fissuras da Viga V4A150

Em seguida, fez-se o ensaio da viga V5A100 composta por 21 estribos, sendo 11 de plástico e 10 de aço, alternados a cada 100 mm. A figura 111 e 112 mostram respectivamente o resultado do ensaio e o seu mapa de fissuração, com as fissuras correspondentes aos passos das cargas, onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação de uma carga de 25 kN, sendo registrado fissuras de cisalhamento até a aplicação da carga de ruptura.



Figura 111 - Fissuras na viga V5A100 após ruptura de cisalhamento, por tração

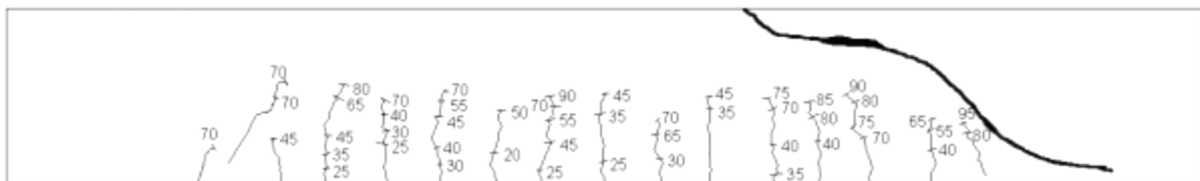


Figura 112 - Mapa de fissuras da Viga V5A100

O ensaio terminou com a viga de referência V6A075 com armadura transversal composta de 14 estribos de aço e 15 estribos plásticos alternados e espaçados a cada 75 mm. A figura 113 mostra a viga no sistema de ensaio, e o seu mapa de fissuração é mostrado na figura 114, onde se observa que as primeiras fissuras de flexão apareceram após a aplicação da carga de 20 kN. As fissuras de cisalhamento foram registradas até a carga de 105 kN, antes da aplicação da carga de ruptura.



Figura 113 - Fissuras na viga V6A075 após ruptura por flexão com rompimento por esmagamento do concreto na região comprimida

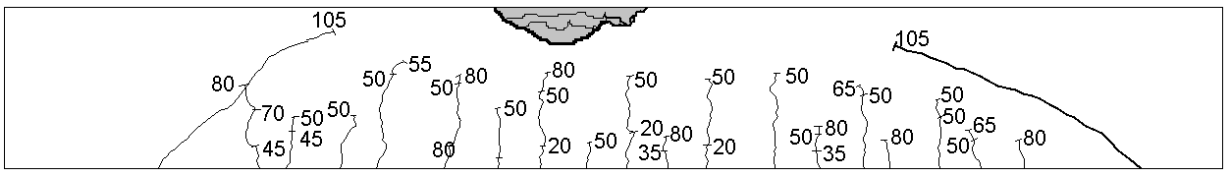


Figura 114 - Mapa de fissuras da Viga V6A075

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Aplicação das expressões normativas para determinação das cargas de ruptura

Para o cálculo das cargas de ruptura nas vigas, foram empregados nas variáveis das equações os valores apresentados na tabela 13.

Tabela 13 - Variáveis das equações

Variáveis	Valor
b_w	140,0 mm
h	290,0 mm
a	700,0 mm
L	2.000,0 mm
$f_{c,m}$	43,7 MPa
f_{ys}	592,0 MPa
$f_{ywk,a}$	515,0 MPa
$f_{ywk,p}$	21,1 MPa
$A_{sw,a}$	368,1 mm ²
$A_{sw,p}$	19,63 mm ²
d	258,8 mm
c	20,0 mm

4.1.1. Cálculo da Carga última de ruptura por flexão (P_{flex})

Para o cálculo do P_{flex} foram utilizadas as seguintes equações de 18 a 24, cujo resultado é apresentado na tabela 14 juntamente com as demais cargas de ruptura das vigas.

$$RC = 0,95 \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x \quad (18)$$

$$RS = A_s \cdot f_{ys} \quad (19)$$

$$RC = RS \quad (20)$$

$$MR_K = A_s \cdot f_{ys} \cdot (d - 0,4 \cdot) \quad (21)$$

$$MS = \frac{P_{flex}}{2} \cdot a \quad (22)$$

$$MS = MR_K \quad (23)$$

Onde:

RC é Resistência do concreto;

RS é a resistência do aço;

MR_k é o momento resistente característico;

MS é o momento solicitante;

a é a distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga;

P_{flex} Carga última de ruptura por flexão;

x é a altura da linha neutra.

Tabela 14 - Resultados para as Cargas de Ruptura

Vigas	V_{Rk} (kN)			P_{flex}
	Modelo de Cálculo I $\alpha=90^\circ$	Modelo de Cálculo II $\theta=30^\circ$	Modelo de Cálculo II $\theta=45^\circ$	
VRF150	111,6	123,9	140,3	153,6
V1P150	80,9	81,5	112,5	
V2P100	81,7	82,7	113,2	
V3P075	82,5	83,8	114,0	
V4A150	96,2	102,7	126,4	
V5A100	104,7	114,4	134,1	
V6A075	113,2	126,1	141,8	

4.2. Deslocamentos verticais

Em todas as vigas, os deslocamentos verticais foram medidos no meio do vão da face inferior da viga, ponto de maior flecha durante pequenos intervalos entre os passos de carga. Para tal, foi utilizado deflectômetro digital da marca DIGIMESS com precisão de 0,01 mm, e fixado em um sistema de suporte independente para evitar interferências nas leituras devido às movimentações no sistema de ensaio. Ao se aproximar da carga de ruptura, o deflectômetro era removido por segurança. A Figura 115 mostra graficamente os deslocamentos verticais das vigas.

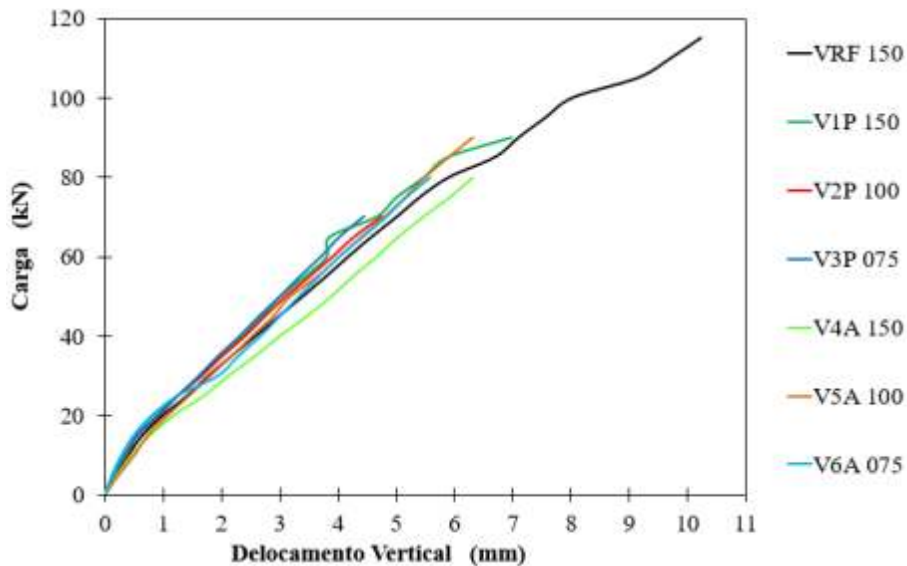


Figura 115 - Deslocamento vertical das vigas

Os gráficos mostram que as vigas com estribos plásticos nas diversas formas de distribuição e montagem, tiveram comportamentos nos deslocamentos de suas flechas semelhantes a viga VRF150, até as suas rupturas, visto que possuem armadura de flexão e concreto iguais.

4.3. Deformações na superfície do concreto

A medida das deformações nas superfícies do concreto foi obtida por meio de um extensômetro elétrico posicionado na região superior da viga, local de maior compressão na flexão. Os resultados encontrados para as deformações na superfície do concreto em cada um dos modelos ensaiados estão ilustrados na Figura 116.

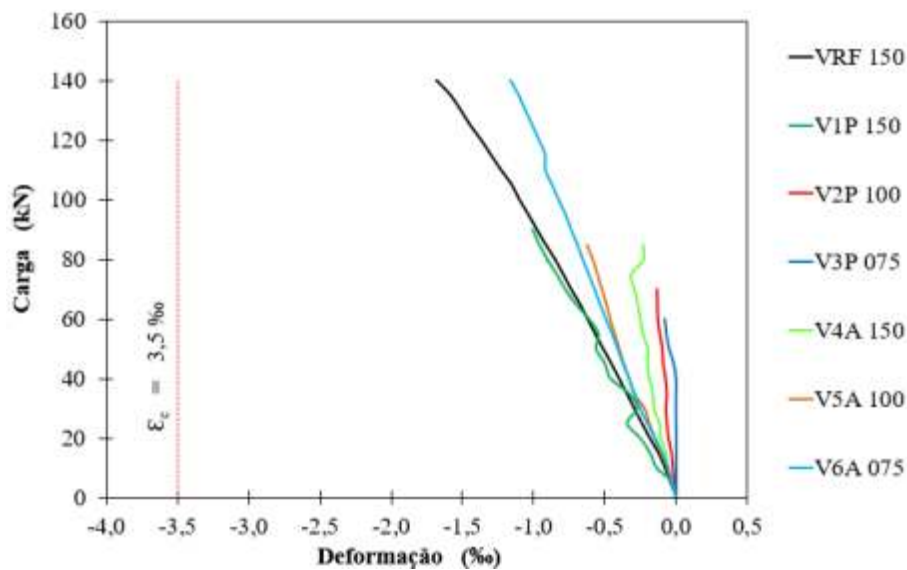


Figura 116 - Deformação na superfície do concreto

Pelo gráfico, observa-se que entre as vigas com estribos plásticos, a maior deformação apresentada antes da ruptura ficou a viga V6A075, e a situação mais desfavorável, isto é, as que tiveram rompimentos ainda com pouca deformação foram as vigas com estribos plásticos V3P075 e V2P100, cujos espaçamentos eram 75 mm e 100 mm respectivamente.

4.4. Deformações na armadura de flexão

A armadura de flexão foi monitorada no meio do comprimento da barra central. Os gráficos que representam as deformações das armaduras de flexão são apresentados na Figura 117.

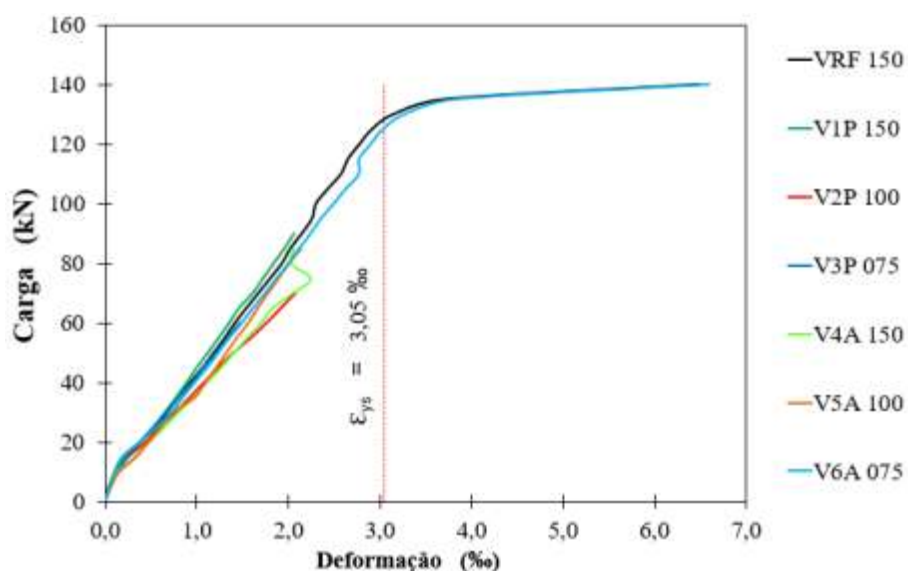


Figura 117 - Deformação da armadura de flexão

Nesse gráfico observa-se que inicialmente que as armaduras de flexão de todas as vigas tiveram praticamente os mesmos comportamentos até a deformação de 1,5%, isto é, antes do início das rupturas das vigas com estribos plásticos por cisalhamento a qual se deram após 2%. Depois, somente as vigas VRF150 e V6A075 alcançaram solicitações na armadura de flexão maiores que a tensão de escoamento (f_{ys}) que é equivalente a uma deformação de 3,05‰ (ϵ_{ys}). Este nível de esforço caracteriza ruptura por flexão.

4.5. Deformações dos estribos plásticos

O estribo plástico de combate ao cisalhamento foi monitorado no estribo localizado na Viga V1P150 a 300 mm do apoio, na V2P100 a 400 mm, na V3P075 a 450 mm, na V4A150 a

300 mm, na V5A100 a 200 mm e na V6A075 a 225 mm do apoio. O gráfico que representa as deformações das armaduras de cisalhamento é mostrado na Figura 118.

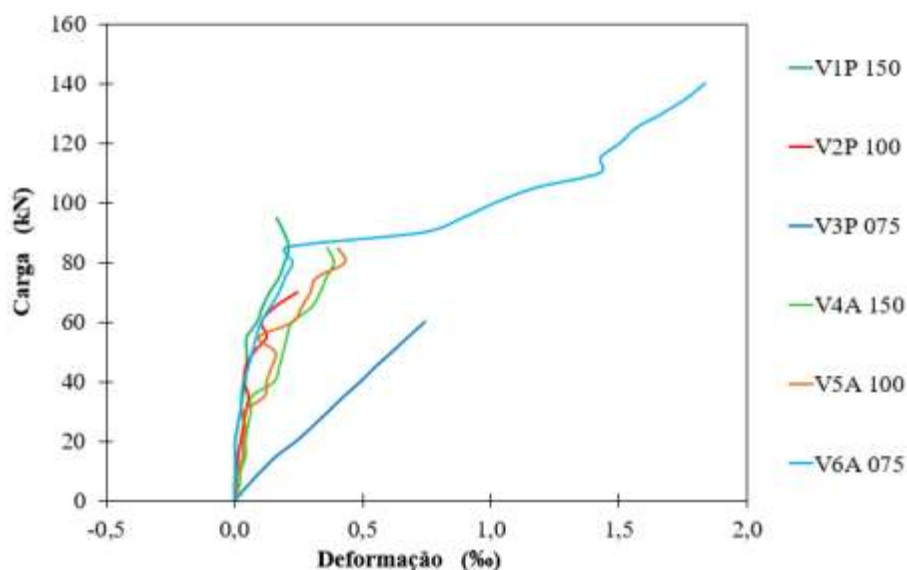


Figura 118 – Deformação dos estribos plásticos

A melhor resistência ficou com a viga V6A075, pois teve a maior deformação antes da ruptura em virtude da grande contribuição do aço-concreto que levou a resistência próxima a 150 kN. A maioria das vigas tiveram pequenas deformações (menor que 0,5%) antes de romperem. A viga V2P100 teve uma deformação praticamente igual a viga V1P150, mas rompeu antes, mesmo tendo um menor espaçamento entre os estribos. A viga V3P075, para uma mesma carga de ruptura, teve a maior deformação, e a menos resistente (60kN), mesmo tendo um menor espaçamento entre os estribos plásticos. Esse fato acontece em virtude da maior contribuição do concreto nas outras vigas de maior espaçamento. Observa-se também que todas vigas com estribo plástico, romperam bem antes do limite de escoamento do aço estimado em 3,05%.

4.6. Deformações dos estribos de aços

A armadura de cisalhamento com estribos de aço, foi monitorada pelos extensômetros colocados nos estribos de aço das vigas conforme mostrado na Figura 102 nas seguintes posições:

- VRF150 - localizado a 450 mm do apoio;
- V4A150 - localizado a 150 mm do apoio;
- V5A100 - localizado a 300 mm do apoio;
- V6A075 - localizado a 300 mm do apoio;

O gráfico que representa as deformações das armaduras de cisalhamento é mostrado na Figura 119.

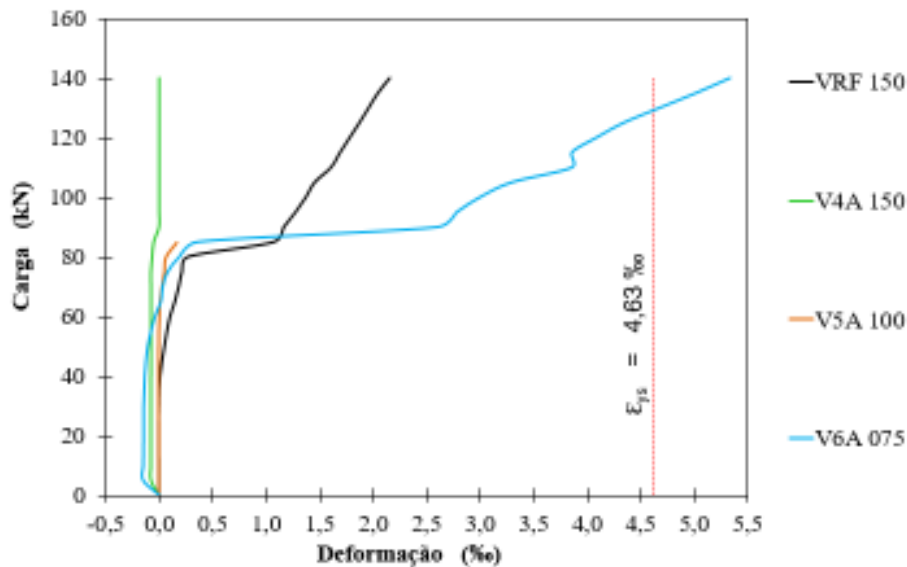


Figura 119 - Deformação dos estribos de aço

Observa-se que todas as 4 vigas que apresentaram aço como estribo de combate ao cisalhamento, inicialmente tiveram o mesmo comportamento quanto as suas deformações até a carga aproximada de 80 kN. As vigas V4A150 e V5A100 não apresentaram registro das suas deformações antes de romperem com as cargas de com 87 kN e 120,5 kN respectivamente, pois apesar da verificação do perfeito funcionamento do extensômetro, o caminho das suas fissuras seguiram outra trajetória impossibilitando a leitura. A viga VRF150 teve uma grande deformação próxima de 0,5‰ após aplicação de carga de 80 kN, no momento quando continha pouca contribuição de concreto no combate ao cisalhamento. A fissura seguiu deformando até a sua ruptura por cisalhamento, após a aplicação de uma carga de 145 kN. A viga V6A075 teve uma grande deformação após aplicação de uma carga de 85 kN, e depois em virtude das sequencias dos carregamentos, continuou deformando passando do seu limite de deformação de 4,63‰, até a sua ruptura por flexão após a carga de 143,5 kN.

4.7. Comparação dos resultados estimados (NBR) e ensaios

Para comparação dos resultados dos ensaios com os resultados calculados de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), foram utilizados os resultados encontrados no modelo de cálculo I com $f_{c,m} = 43,7$ MPa, pois foram os menores encontrados entre os modelos de cálculo. De acordo com a Tabela 15, verificou-se que a relação $V_u/V_{u,est}$ ficou próximo de 1

(um) com uma diferença para mais ou para menos no intervalo de -6% a 19%. Estes resultados comprovam que os ensaios foram executados conforme estabelece a norma da ABNT.

A determinação do modo de ruptura foi baseada no comportamento das vigas no momento da falha, observando-se as deformações da armadura de flexão e do concreto, deslocamentos verticais e fissuração. Quanto à carga última (V_u), foi considerada como a máxima carga registrada pela leitora da célula de carga. A viga de referência VRF150 e a V6A075 foram as que apresentaram maior carga de ruptura, ambas rompendo por flexão, com esmagamento das fibras comprimida do concreto em virtude da sua maior deficiência naquela região. As vigas entraram em colapso antes mesmo que o aço das fibras tracionada tenha entrado em escoamento enquanto que as demais tiveram ruptura características por cisalhamento com ruptura inicialmente dos estribos plásticos destinados a absorver as forças de trações que surgem por influência dos esforços cortantes.

No geral, as vigas se comportaram da maneira esperada e com cargas de ruptura próximas às estimadas teoricamente, com exceção das vigas V1A150 que apresentou um resultado acima do esperado, visto a comparação de sua composição estrutural com as demais vigas, pois sua resistência foi maior que a da viga V2A100, V3A075 e V4A150. Tal resistência, acreditamos que em ambas situações, seja a grande contribuição do concreto e da armadura de flexão. A Tabela 15 apresenta a carga última (V_u) das vigas ensaiadas em comparação com as cargas características teóricas estimadas ($V_{u,est}$) segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 15 - Comparação: resultados de cálculos (NBR) x resultados ensaios.

Viga	Modo de ruptura	Modelo de Cálculo I $\alpha = 90^\circ$ ($V_{u,est}$)	P_{flex} (kN)	Resultados dos ensaios V_u (kN)	$V_u/V_{u,est}$	Perda de Resistência Vigas Ensaaiadas (%)	Perda média de resistência (%)
VRF150	Flexão	111,6	153,7	145	0,94	0,0	0,0
V1P150	Cisalhamento	80,9		96	1,19	33,8	43,9
V2P100	Cisalhamento	81,7		73	0,89	49,7	
V3P075	Cisalhamento	82,5		75	0,91	48,3	
V4A150	Cisalhamento	96,2		87	0,90	40,0	19,3
V5A100	Cisalhamento	104,7		120,5	1,15	16,9	
V6A075	Flexão	113,2		143,5	0,93	1,0	

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Os resultados experimentais mostraram que o estribo plástico apresentado neste trabalho como elemento estrutural de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado, tem uma resistência a tração muito baixa, em torno 21 MPa quando comparada com os 529 MPa do estribo de aço, e o seu módulo de elasticidade de 0,30 GPa também é muito baixo comparado com o do estribo de aço ensaiado (201 GPa). Consequentemente, os resultados dos ensaios mostraram que sua contribuição no combate aos esforços de cisalhamento nas vigas, é quase que desprezível, ficando o conjunto aço-concreto os responsáveis pelos valores registrados nos referidos ensaios.

As perdas nas resistências das seis vigas com estribos plásticos variaram muito em relação a viga de referência em virtude das disposições dos espaçamentos entre os estribos, sendo que as vigas V1P150, V2P100 e V3P075 cujas armaduras transversais eram compostas somente por estribos plásticos, houve uma perda da resistência em média da viga de 43,9%, enquanto que as vigas V4A150, V5A100 e V6075 que possuíam estribos alternados plásticos-aço, essa perda ficou em média de 19,3%. Nas vigas V4A150 e V5A100, as perdas foram somente em virtude do aumento dos espaçamentos entre os seus estribos de aço, os quais ficaram com 200 mm e 300 mm respectivamente. A viga V6A075 foi a que teve menor perda de resistência (1%), em virtude do espaçamento entre os estribos de aço alternados ficarem 150 mm, ou seja o mesmo espaçamento da viga de referência, demonstrando a ineficiência dos estribos plásticos no combate ao cisalhamento.

Dessa forma, conclui-se que o sistema estrutural de vigas em concreto armado com o uso dos estribos plásticos como armadura de combate aos esforços de cisalhamento, é ineficiente, visto que praticamente as vigas que continham somente esses estribos se comportaram como se não houvesse armadura transversal, e quando usados alternadamente com os estribos de aço, não melhoraram os seus desempenhos a ruptura, visto que tiveram perdas significativas de suas resistências, ficando essas melhorias a cargo da contribuição das propriedades mecânicas do conjunto concreto-armadura de flexão. Logo, o uso desse material na construção civil para esse fim, não é uma solução estrutural segura.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como observado nesse trabalho, o emprego dos estribos plásticos em todas as vigas ensaiadas, foram ineficientes ao combate as forças de cisalhamentos visto que a sua resistência

a tração e seu módulo de elasticidade são muito baixos em relação aos do aço. Desta forma, novos estudos devem ser feitos com o uso desse material em conjunto com outros polímeros, para melhorar as suas propriedades químicas e mecânicas, a fim de ser obter, nesse composto, um produto com resistência a força de tração equivalente ao do aço, e realizar novos experimentos para que se obtenha resultados satisfatórios, e normatizar os seus procedimentos da destinação do seu uso na construção civil como um material alternativo em substituição aos estribos de aço em vigas de concreto armado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI-ASCE Committee 426 (1973). *The Shear Strength of Reinforced Concrete Members*. In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp.1091-1187.

AMERICAN STANDARDS FOR TESTING AND MATERIALS. D 638: Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics. EUA, ASTM, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto: Procedimentos, Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6152: Materiais metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13230: Embalagens e Acondicionamentos plásticos recicláveis – Identificação e simbologia. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892-1: Materiais metálicos - Ensaio de Tração - Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

CALLISTER Jr., W. D.; “*Ciência e Engenharia dos Materiais – Uma introdução*”; Editora LTC; 5ª edição; Rio de Janeiro, 2002;

CAMACHO, J. S. (2004) Curso de concreto armado (NBR 6118/2003) - Estudo do esforço cortante. Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil. 35 f. Ilha Solteira, São Paulo.

CANEVAROLO Jr., S. V.; “*Ciência dos Polímeros – Um texto básico para tecnólogos e engenheiros*”; Editora Artliber; 2ª edição; São Paulo, 2006.

CARELLI A. J; “Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes” - Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina; Florianópolis – SC; 2002.

CHAER, A. V.; OLIVEIRA, M. G. D. Notas de Aula da disciplina Estruturas de Concreto Armado I. Curso Engenharia Civil – Goiânia – GO; 2001.

DIETER, G. E, 2000, “Mechanical Behavior Under Tensile and Compressive Loads” In: American Society for Material, ASM Handbook, Mechanical Testing and Evaluation, Ohio, ASM International, vol.08.

FUSCO, P. B. (1981). Estruturas de Concreto. Solicitações Normais. Rio de Janeiro: LTC

FENWICK, R.C. ; PAULAY, SR.T. *Mechanisms of shear resistance of concrete beams*. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.94, n.10, 1968, pp.2325–2350.

HANSON, J. A. (1958). Shear Strength of Lightweight Reinforced Concrete Beams. In: Journal of the American Concrete Institute. Sept. 1958. Vol. 55, p. 387.

HIBBELER, R.C. Resistência dos materiais. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de Concreto, Rio de Janeiro, v. 1, 2 e 3, 1981

MacGREGOR, J. G., WIGHT, J. K. - Reinforced Concrete : Mechanics and Design – 6th ed. – 2009.

MANO, E. B. Polímeros como materiais de engenharia, Editora Edgard Blucher; São Paulo - SP; 1991.

MANO, E. B., PACHECO, E. B. A. V., BONELLI, C. M. C., Meio ambiente, poluição e reciclagem/ Eloísa Biasotto Mano, Elem Beatriz Acordi Vasques Pacheco, Claudia Maria Chagas Bonelli, 1ª ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2005.

MEYER, M. A. e Chawla, K. K., 1982, “Princípios de Metalurgia Mecânica”. Edgard Blucher, São Paulo, 1ª. Edição.

PENDYALA, R. S. e MENDIS, P. (2000). *Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams*. In: ACI Structural Journal, Vol. 97, N° 4, Jul.-Aug. 2000, pp.564-571.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. (Apostila), São Paulo, Universidade de São Carlos, 2003.

PINTO, R. C. A. (2001). Relatório de Ensaio Experimental enviado à empresa Fischer Inovações Ltda. Florianópolis, SC.

PIVA, A. M., WIEBECK, H. Reciclagem do plástico/ Ana Magda Piva, Helio Wiebeck.- São Paulo: Artliber editora, 2004.

POLI, S.D.; GAMBAROVA, P.G; KARAKOÇ, C. *Aggregate interlock role in RC thin-webbed beams in shear*. American Society of Civil Engineers, ASCE, v.113, n1, 1987, pp.1-19.

REINECK, K.H. Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model. ACI Structural Journal, Sept-Oct 1991, pp.592-602.

SILVA A. B; “Análise da eficiência de estribos contínuos comparados aos estribos tradicionais utilizados em vigas de concreto armado” - Artigo apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC - SC; 2012.

SOUSA S. A. Ensaio mecânico de materiais metálicos – Fundamentos teóricos e práticos; Editora Blucher; 5ª edição; Rio de Janeiro-RJ; 1982.

TAYLOR, H.P.J. *Shear strength of large beams*. ASCE Journal of the Structural Division, v.98 (ST 11), nov. 1972, pp.2473-2490;

VAN VLACK, L., 1984, “Princípios de Ciência e Tecnologia dos Materiais”, Editora Campos Ltda, Rio de Janeiro, 4ª. Edição.

WILLIAM, D e CALLISTER, Jr., 2000, “Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução”, LTC Editora, Rio de Janeiro, 5ª. Edição.

Cimm. Disponível em: <[http://www.cimm.com.br/portal/noticia/material didático/6519](http://www.cimm.com.br/portal/noticia/material_didatico/6519)>. Acesso em 12 de junho de 2015.

Mspc. Disponível em: < <http://www.mspc.eng.br/ciemat/ensaio110.shtml>>. Acesso em 12 de junho de 2015.

Mecanica-blog.blogspot. Disponível em: <<http://mecanica-blog.blogspot.com.br/2013/02/ensaio-de-tracao-parte-1.html>>. Acesso em 22 de agosto de 2015.

Corro4v072.blogspot. Disponível em: <http://corro4v072.blogspot.com.br/2008/03/propriedades-mecnicas_27.html>. Acesso em 22 de agosto de 2015.

Fem.unicamp. Disponível em: <http://www.fem.unicamp.br/~assump/Projetos/2007/Relat_Ensaio_Polimero>. Acesso em 15 de setembro de 2015.