

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

LUCAS HENRIQUE PERIN

**ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O USO DE ESTRIBOS DE PLÁSTICO COMO
ARMADURA TRANSVERSAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2018

LUCAS HENRIQUE PERIN

**ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O USO DE ESTRIBOS DE PLÁSTICO COMO
ARMADURA TRANSVERSAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

PATO BRANCO

2018

TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O USO DE ESTRIBOS DE PLÁSTICO COMO ARMADURA TRANSVERSAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

LUCAS HENRIQUE PERIN

No dia 19 de junho de 2018, às 14h45min, na SALA DE TREINAMENTO da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado, e após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº13-TCC/2018.

Orientador: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Msc. TOBIAS JUN SHIMOSAKA (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^ª. Dr^ª. HELOIZA PIASSA BENETTI (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Ademir e Sandra, pelo imensurável apoio durante toda a minha caminhada, não medindo esforços para que meu sonho se realizasse.

À minha irmã, Larissa, pela amizade e parceria em todos os momentos.

À minha namorada, Maria Luisa, pelo companheirismo e suporte nos momentos de dificuldade.

Aos meus amigos e familiares, que sempre estiveram presentes, contribuindo de alguma forma para meu crescimento pessoal e profissional.

Ao meu professor orientador, Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias, pelo tempo dedicado, conhecimentos compartilhados e auxílio no decorrer do trabalho.

Aos professores da banca examinadora, pelas valiosas contribuições a este trabalho.

Aos demais professores da graduação, pelos ensinamentos dentro e fora da sala de aula.

RESUMO

PERIN, Lucas Henrique. **Estudo experimental sobre o uso de estribos de plástico como armadura transversal em vigas de concreto armado**. 2016. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil – UTFPR. Pato Branco, 2018.

Em um mercado competitivo, a busca por novos materiais visando uma maior produtividade com redução de custos acarreta o surgimento de novos produtos com propriedades desconhecidas ou sem especificações técnicas. Ao exemplo dos estribos de plástico, em estudo nesse trabalho, esses produtos surgem como alternativa ao uso de materiais já existentes. Diante disso, este estudo compara a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armadas com estribos de plástico e estribos de aço como armadura transversal, quanto a sua capacidade resistente teórica e experimental. Para isso, nove vigas foram submetidas ao ensaio de flexão Stuttgart, sendo coletado as cargas de ruptura, assim como o modo de ruptura. Os resultados obtidos mostram que os estribos de plástico não substituem os estribos de aço com a mesma eficiência. As vigas armadas com estribos de plástico tiveram capacidade resistente consideravelmente inferior àquelas armadas com estribos de aço, se comportando semelhante a vigas sem armadura transversal. Entretanto, seu uso pode ser conveniente em elementos estruturais com esforços cortantes compatíveis com a resistência do plástico, ou em elementos que remetem a taxas de armadura transversal mínima.

Palavras-chave: Estribos de plástico, estribos, cisalhamento, força cortante, vigas, concreto armado.

ABSTRACT

PERIN, Lucas Henrique. **Experimental study about the use of plastic stirrups as vertical shear reinforcement in reinforced concrete beams**. 2016. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil – UTFPR. Pato Branco, 2018.

In a competitive market, the search for new materials aiming at a greater productivity with reduction of costs entails the creation of new products with unknown properties or without technical specifications. As for the example of the plastic stirrups, under study in this paper, these products appear as an alternative to the use of existing materials. Therefore, this paper compares the shear strength of concrete reinforced beams with plastic stirrups and steel stirrups as shear reinforcement, as for their theoretical and experimental resistant capacity. For this, nine beams were submitted to the Stuttgart test, being collected their failure load as well as their failure mode. The results show that plastic stirrups do not replace steel stirrups with the same efficiency. Beams reinforced with plastic stirrups had resistant capacity significantly lower than those reinforced with steel stirrups, behaving like beams without shear reinforcement. However, its use may be appropriate in structural elements with shear stress compatible with the plastic resistance, or in structural elements that refer to a minimum shear reinforcement rate.

Keywords: Plastic stirrups, stirrups, shear, beams, reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tensões em vigas puramente de concreto	14
Figura 2: Viga puramente de concreto sem armadura.....	15
Figura 3: Tensões em vigas de concreto armado	15
Figura 4: Trajetória das tensões principais no Estádio I	16
Figura 5: Fissuras de retração	17
Figura 6: Fissuras de flexão e cisalhamento no Estádio II.....	17
Figura 7: Analogia da treliça em vigas	18
Figura 8: Analogia da treliça clássica de Ritter-Mörsch	20
Figura 9: Modelo da treliça generalizada	21
Figura 10: Redução da força cortante próximo aos apoios	29
Figura 11: Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz.....	30
Figura 12: Ruptura na presença de armadura transversal eficaz	31
Figura 13: Ruptura por deficiência da ancoragem	32
Figura 14: Esquema de viga bi apoiada para Ensaio Stuttgart	33
Figura 15: Estribo plástico patente MU 7600963-7	35
Figura 16: Estribo plástico patente PI 9703933-0	35
Figura 17: Estribo plástico 14 cm x 7 cm x 8 mm.....	36
Figura 18: Estribo plástico patente PI 0202679-1	37
Figura 19: Fluxograma de trabalho.....	39
Figura 20: Dispositivo utilizado para ensaio de tração dos estribos de plástico	41
Figura 21: Detalhamento vigas Grupo A – estribos de aço a cada 10 cm.....	44
Figura 22: Detalhamento vigas Grupo B – estribos de plástico a cada 10 cm ..	45
Figura 23: Detalhamento vigas Grupo C – estribos de plástico a cada 5 cm	45
Figura 24: Detalhe das formas e armaduras	46
Figura 25: Esquema representativo do pórtico estrutural (medidas em cm).....	48
Figura 26: Sensor de carga U10M.....	48
Figura 27: Amplificador universal MX840B.....	49
Figura 28: Imagem da tela de ensaio (software CatmanEasy) para visualização das cargas em tempo real, durante os ensaios.....	49
Figura 29: Ruptura dos estribos de plástico no ensaio a tração	53
Figura 30: Configuração do sistema de ensaio	54

Figura 31: Padrão de fissuração - V1A	55
Figura 32: Padrão de fissuração - V2A	55
Figura 33: Padrão de fissuração - V3A	56
Figura 34: Padrão de fissuração - V1B	56
Figura 35: Padrão de fissuração - V2B	57
Figura 36: Padrão de fissuração - V3B	57
Figura 37: Detalhe da ruptura dos estribos de plástico	58
Figura 38: Desplacamento do concreto junto ao apoio	58
Figura 39: Padrão de fissuração - V1C	59
Figura 40: Padrão de fissuração - V2C	59
Figura 41: Padrão de fissuração - V3C	60
Figura 42: Ângulo das fissuras (Esquerda para direita: V1A, V2A, V3A, V1B, V2B, V3B, V1C, V2C, V3C)	62
Figura 43: Valores médios de ruptura e desvio padrão	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Proporção dos materiais utilizados no concreto	40
Tabela 2: Especificações técnicas dos aços Gerdau.....	40
Tabela 3: Valores utilizados nos cálculos.....	43
Tabela 4: Armadura transversal.....	44
Tabela 5: Resistência característica a compressão do concreto	51
Tabela 6: Tensão de ruptura a tração dos estribos de plástico	52
Tabela 7: Força cortante última registrada, média, teórica e ângulo de inclinação das fissuras	61
Tabela 8: Relações entre as cargas de ruptura	63

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS.....	12
1.1.1	Objetivo geral.....	12
1.1.2	Objetivos específicos.....	12
1.2	JUSTIFICATIVA.....	12
2	REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1	CONCRETO ARMADO.....	14
2.2	FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	16
2.3	VIGAS COM ARMADURA DE CISALHAMENTO	18
2.3.1	Analogia da treliça clássica.....	19
2.3.2	Analogia da treliça generalizada.....	20
2.4	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE PELA ABNT NBR 6118 (2014)	22
2.4.1	Cálculo da resistência.....	23
2.4.2	Modelo de cálculo I.....	23
2.4.3	Modelo de cálculo II.....	25
2.4.4	Armadura transversal mínima.....	27
2.4.5	Prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) para elementos estruturais armados com estribos.....	27
2.4.6	Cargas próximas aos apoios	28
2.5	FORMAS DE RUPTURA DE VIGAS POR FORÇA CORTANTE.....	29
2.5.1	Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz.....	30
2.5.2	Ruptura na presença de armadura transversal eficaz	31
2.5.3	Ruptura por deficiência da ancoragem	32
2.6	ENSAIO DE STUTTGART	33
2.7	ESTRIBOS DE PLÁSTICO	34
3	METODOLOGIA DE TRABALHO	38
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	38
3.2	MATERIAIS.....	39
3.2.1	Concreto	39
3.2.2	Aço	40
3.2.3	Plástico	41

3.3	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS VIGAS	42
3.4	CONFECÇÃO DAS VIGAS.....	46
3.5	MODELO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO	47
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	51
4.1	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	51
4.1.1	Concreto	51
4.1.2	Plástico	52
4.2	VIGAS.....	53
4.2.1	Forma de ruptura	54
4.2.1.1	Grupo A – estribos de aço a cada 10 cm.....	54
4.2.1.2	Grupo B – estribos de plástico a cada 10 cm	56
4.2.1.3	Grupo C – estribos de plástico a cada 5 cm	58
4.2.1.4	Análise geral das rupturas	60
4.2.2	Carga de ruptura.....	61
4.2.3	Comparativo custo x tempo de montagem	65
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	66
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68
	APÊNDICE A	71
A.1	– DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	71
A.2	– DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL PARA AS VIGAS DE REFERÊNCIA	72
A.3	– CÁLCULO DA CARGA DE RUPTURA TEÓRICA DAS VIGAS	73

1 INTRODUÇÃO

A história da humanidade é marcada pela necessidade do homem em procurar abrigos para se proteger das adversidades do meio em que vivia. Com o passar do tempo, os homens aprenderam a manipular os diversos recursos da natureza e passaram então a construir abrigos mais desenvolvidos e elaborados. Com o avanço das pesquisas e tecnologias modernas, o homem aprendeu a explorar ao máximo as propriedades dos materiais disponíveis ao seu redor, construindo assim estruturas de porte expressivo.

Além de novos materiais, desenvolver novas técnicas construtivas que o auxiliasse na construção dessas estruturas também foi necessário, como por exemplo, o concreto armado, material esse utilizado em grande escala na construção civil moderna (BASTOS, 2014).

Seguindo a mesma linha evolutiva, no cenário atual da construção civil, onde a competitividade é fator determinante, a necessidade no aumento da produtividade aliada a redução de custos incentiva o desenvolvimento de novos produtos e técnicas que atendam às necessidades com segurança, durabilidade, agilidade e, principalmente, economia.

Estes produtos chegam ao mercado da construção civil como uma alternativa promissora na substituição de produtos já existentes, como é o caso dos estribos de plástico, objeto em estudo neste trabalho, que surge como uma opção ao uso de estribos de aço convencionais como armadura transversal. Além disso, em seus anúncios, apresentam promessas tentadoras que variam desde a redução significativa nos custos até o ganho singular em produtividade e eficiência.

Com o crescimento desenfreado do *e-commerce* mundial, a diversidade de produtos encontrados nas plataformas de vendas *online* é enorme, sendo possível encontrar até mesmo materiais utilizados na construção civil, como é o exemplo dos estribos de plástico. Devido a informalidade deste meio, estes produtos são muitas vezes comercializados sem maiores especificações técnicas. A falta de credibilidade destas informações acaba gerando dúvidas sobre as propriedades dos novos materiais, que devem ser devidamente estudadas a fim de se garantir a utilização segura dos mesmos como materiais construtivos.

Logo, este trabalho tem como objetivo responder a seguinte pergunta: qual a diferença de comportamento quanto à resistência ao cisalhamento de vigas de concreto, armadas com estribos convencionais de aço e estribos de plástico?

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar o desempenho de estribos de plástico como armadura transversal em vigas de concreto armado quanto a sua resistência ao cisalhamento.

1.1.2 Objetivos específicos

- Fazer revisão bibliográfica sobre o tema dos estribos de plástico;
- Estudar os critérios de dimensionamento de estribos contidos na norma ABNT NBR 6118 (2014);
- Realizar ensaio para determinação da resistência à tração dos estribos de plástico;
- Realizar ensaios experimentais com vigas de concreto armado, considerando a utilização de estribos convencionais em aço e estribos de plástico;
- Efetuar estudo comparativo entre vigas fabricadas com estribos convencionais em aço e estribos de plástico, verificando as diferenças em termos de capacidade resistente e modos de ruptura das vigas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A construção civil cresce em ritmo acelerado e junto surge a necessidade da redução de custos ao mesmo passo que se exige um aumento da qualidade dos materiais utilizados e dos serviços prestados. O avanço tecnológico torna-se aliado fundamental da Construção Civil, propiciando o surgimento de novos materiais, mais leves, duráveis e economicamente viáveis, que apresentam propriedades mecânicas similares àqueles já presentes no mercado.

A possibilidade de adquirir tais produtos através de plataformas de vendas *online*, onde produtos podem ser livremente anunciados, muitas vezes com preços mais baixos àqueles praticados no mercado local, acaba induzindo o uso destes materiais sem conhecimento aprofundado das suas propriedades. A informalidade do meio permite o lançamento de produtos com propriedades questionáveis, uma vez que não existe uma forma de fiscalizar e certificar se o que está sendo anunciado é realmente verídico.

A opção pelo estudo de vigas de concreto armado utilizando estribos de plástico advém do fato de este ser um material da engenharia civil ainda pouco conhecido, mas que se encontra disponível no mercado da construção civil sem maiores especificações. Os mesmos chegam ainda com a promessa de substituir os estribos de aço com garantia de eficiência, redução de até 30% dos custos e com tempo de execução até 80% mais rápido que a técnica convencional.

Conhecer e entender o comportamento e propriedades dos materiais empregados na construção civil é papel fundamental do engenheiro a fim de assegurar a durabilidade e o desempenho de uma estrutura.

Os equipamentos e materiais necessários para a produção das vigas, bem como para os ensaios laboratoriais realizados neste trabalho, foram garantidos pela estrutura física da universidade, assim como pela contrapartida pessoal. Este trabalho apresenta contribuição científica, uma vez que não existem recomendações técnicas para o uso deste material no escopo da ABNT NBR 6118 (2014).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCRETO ARMADO

Assim como observado por Bastos (2014), o concreto armado está presente em construções de todo o mundo, sendo o material de construção estrutural mais utilizado no Brasil. Sua ampla utilização é explicada pela grande disponibilidade dos materiais constituintes (agregados, água, cimento e aço), a facilidade de execução, seu custo relativamente baixo comparado a outros métodos construtivos, assim como sua flexibilidade e liberdade para construção das mais variadas formas e tamanhos (MACGREGOR ET AL., 2011).

O concreto é altamente resistente a compressão, sendo assim excelente material para uso em estruturas primariamente submetidas aos esforços de compressão, ao exemplo dos pilares. Entretanto, seu comportamento frágil e baixa capacidade de resistência à tração restringe seu uso isolado em estruturas submetidas a esforços de tração, como vigas e lajes. Em virtude deste comportamento, é necessário o emprego de vergalhões de aço junto ao concreto, que são responsáveis por absorver e resistir, principalmente, aos esforços de tração nesses elementos (BASTOS, 2014).

Em vigas de concreto sem armadura, trincas geradas por carregamentos, retrações ou ainda variação de temperatura, surgem quando os esforços de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto. A Figura 1 exemplifica como o momento no ponto O gerado pelas cargas aplicadas é resistido somente pelo concreto. Vigas de concreto sem armadura colapsam bruscamente (Figura 2) assim que as primeiras fissuras surgem (MACGREGOR ET AL., 2011).

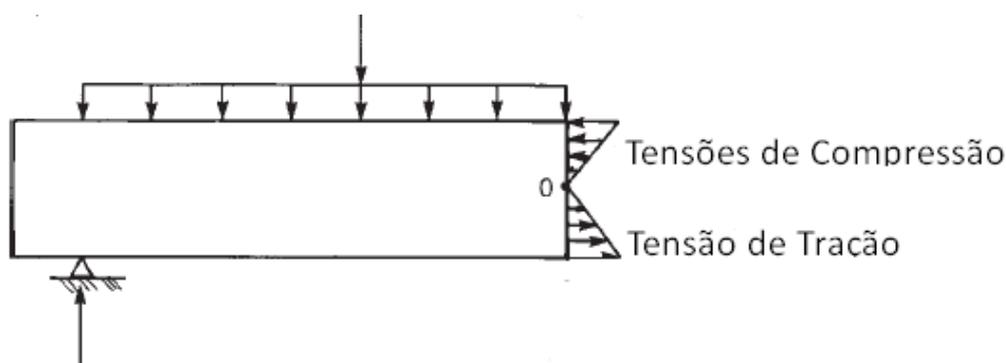


Figura 1: Tensões em vigas puramente de concreto
Fonte: Adaptado de MACGREGOR ET AL., 2011.

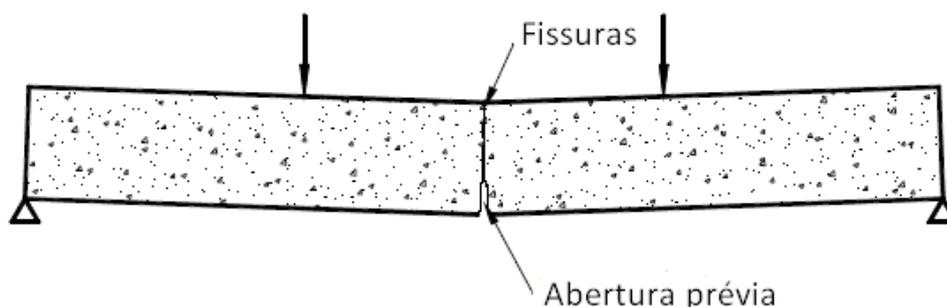


Figura 2: Viga puramente de concreto sem armadura
Fonte: BASTOS, 2014.

Em elementos estruturais de concreto armado, barras de aço são adicionadas ao concreto de forma que resistam aos esforços de tração, elevando assim a resistência do elemento, mesmo após a manifestação de fissuras no concreto, conforme mostra a Figura 3 (MACGREGOR ET AL., 2011). Bastos (2014) acresce que o aço possui também alta resistência à compressão, auxiliando desta forma o concreto a resistir a tais esforços, como ocorre em pilares de concreto armado.

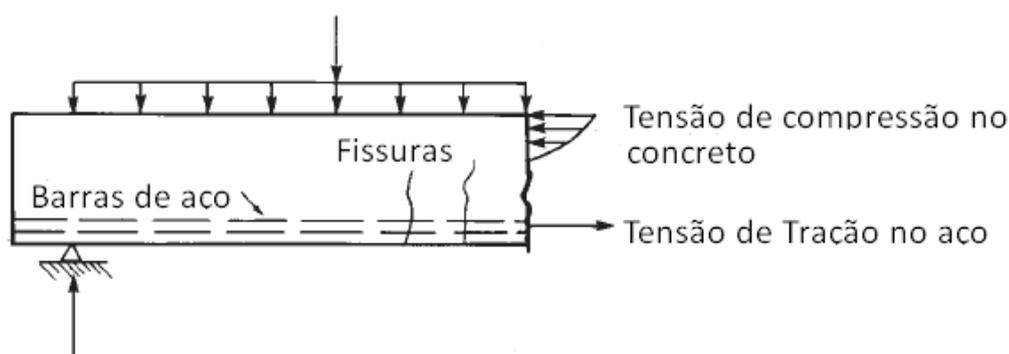


Figura 3: Tensões em vigas de concreto armado
Fonte: Adaptado de MACGREGOR ET AL., 2011.

O conjunto de barras de aço, devidamente dimensionadas para resistir aos esforços de tração é denominado armadura, que ao ser envolvida pelo concreto origina o concreto armado (BASTOS, 2014).

O processo de construção de um elemento estrutural em concreto armado requer a construção de uma forma ou molde, de mesmo formato do elemento a ser construído, e que seja capaz de resistir o peso próprio da estrutura. A armadura é posicionada conforme projeto e o concreto é então despejado na forma. Quando o concreto atingir resistência suficiente, as formas podem ser removidas (MACGREGOR ET AL., 2011).

Em consonância com Bastos (2014), o fenômeno da aderência entre o concreto e o aço é essencial e deve, obrigatoriamente, existir para que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes. Este fenômeno ocorre visto que, para ambos os materiais, seus coeficientes de dilatação térmica são praticamente iguais. Quando garantida a aderência, a deformação da barra de aço, em determinado ponto, e a deformação do concreto neste mesmo ponto são iguais.

A principal norma técnica brasileira para projetos de estruturas de concreto armado é a ABNT NBR 6118 (2014) – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, que define critérios gerais para projeto, devendo ser complementada por outras normas, conforme necessário (BASTOS, 2014).

2.2 FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Vigas que são submetidas a carregamentos verticais, na presença ou não de forças normais, trabalham em flexão simples ou composta não pura, onde o momento fletor é variável e a força cortante é não nula. Surgem assim, além das tensões normais, tensões tangenciais que equilibram o esforço cortante, originando um estado biaxial de tensões (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2015).

Diz-se que uma viga se encontra no Estádio I enquanto as tensões de tração permanecerem menores que a resistência à tração do concreto. Nesse estágio, desenvolve-se um sistema de tensões principais, tanto de tração como de compressão, cujas trajetórias podem ser observadas na Figura 4, que ilustra uma viga com carregamentos pontuais e simétricos (LEONHARDT E MÖNNIG, 1981).

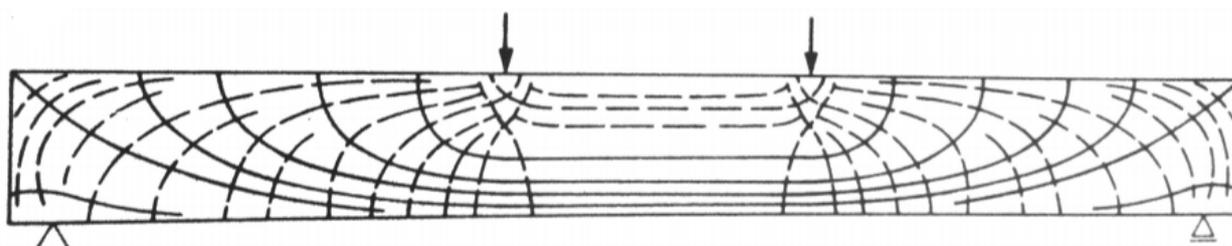


Figura 4: Trajetória das tensões principais no Estádio I
Fonte: Leonhardt e Mönnig, 1989.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015) as tensões principais são aquelas na qual em um plano de inclinação as tensões tangenciais são nulas e as

tensões normais são máximas e mínimas. Tais tensões principais podem ser determinadas em qualquer ponto analiticamente ou por meio do Círculo de Mohr.

De um modo geral, com o aumento das cargas, ocorre o surgimento de fissuras no concreto em pontos situados entre os pontos de carregamento, à medida que a resistência a tração do concreto é ultrapassada. Assim, diz-se que esses trechos fissurados estão no Estádio II (zona de tração do concreto fissurado) (LEONHARDT E MÖNNIG, 1981).

Bastos (2017) cita que as fissuras passam a ser visíveis a olho nu apenas quando apresentam aberturas maiores que 0,05 mm. Ainda sob o ponto de vista do autor, fissuras verticais (Figura 5), podem surgir por efeito de retração do concreto, e não essencialmente por efeito de tensões de tração. Essas fissuras são localizadas geralmente à meia altura e não se estendem até as arestas da viga.

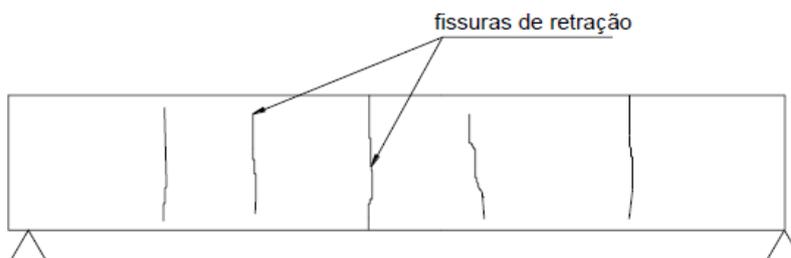


Figura 5: Fissuras de retração
Fonte: Bastos, 2017.

Leonhardt e Mönnig (1981) referem-se às fissuras geradas no Estádio II, pelo aumento das cargas, como fissuras de cisalhamento. A inclinação dessas fissuras acompanha a inclinação das tensões principais (Figura 6). Em outras palavras, as fissuras originadas no Estádio II são aproximadamente perpendiculares às tensões principais de tração.

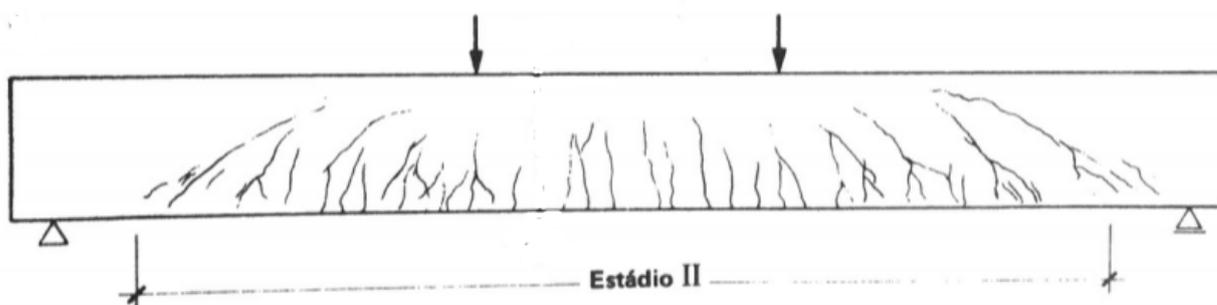


Figura 6: Fissuras de flexão e cisalhamento no Estádio II
Fonte: Leonhardt e Mönnig, 1989.

Conforme Bastos (2017), no Estádio I, é possível calcular a tensão máxima de compressão utilizando a Lei de Hooke, o que não se aplica ao Estádio II.

Em vigas sujeitas a cargas uniformes no Estádio II, as tensões de compressão entre as fissuras podem atuar normalmente se as forças de tração forem absorvidas por armaduras de cisalhamento, impedindo a abertura das já existentes fissuras (LEONHARDT E MÖNNIG, 1981).

MacGREGOR et al. (2011) afirma que o comportamento de vigas submetidas a força cortante deve ser expressa em um modelo matemático-mecânico antes que se faça uso deste conhecimento. O modelo que melhor simplifica este comportamento é o modelo da treliça, que será tratado a seguir.

2.3 VIGAS COM ARMADURA DE CISALHAMENTO

A principal função da armadura básica de cisalhamento é minimizar a abertura de fissuras em vigas de concreto armado com carregamentos transversais que geram esforços de tração no elemento. Ainda, tem a função de transferir tais solicitações de um lado para outro das fissuras. Diante disso, uma viga de concreto armado com armadura de cisalhamento, quando fissurada, assume comportamento semelhante ao de treliças. A Figura 7 abaixo representa o esquema de uma treliça resistente de uma viga retangular com armadura transversal constituída apenas por estribos verticais (FUSCO, 2008; BEBER 2003).

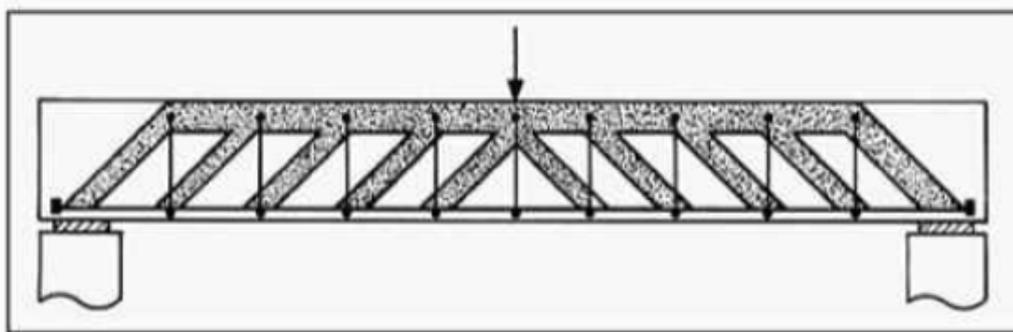


Figura 7: Analogia da treliça em vigas
Fonte: FUSCO, 2008.

Leonhardt e Mönnig (1981) sugerem que, no comportamento de treliça das vigas, as barras da armadura de cisalhamento são as diagonais de tração enquanto o concreto que permanece intacto em meio as fissuras são as diagonais de compressão

(usualmente chamadas de bielas de compressão). Por ser mais usual o emprego de estribos na posição vertical, a treliça possui assim, montantes verticais de tração e diagonais inclinadas de compressão.

O princípio geral de armadura de cisalhamento propõe que a resistência primária ao cisalhamento é fornecida pelo concreto, e a resistência adicional ao cisalhamento deve ser fornecido através da armadura transversal, constituída geralmente de estribos (BEBER, 2003).

De acordo com Leonhardt e Mönning (1981), a armadura de cisalhamento deve ser posicionada com uma inclinação de 45° para a obtenção de melhores resultados, contudo, devido à dificuldade em garantir tal ângulo, o uso de estribos perpendiculares (inclinação de 90°) é o mais empregado.

Entretanto, Fusco (2008) salienta que este comportamento de treliças em vigas não ocorre desde o início dos carregamentos. Assim, este procedimento é utilizado apenas como uma simplificação do real comportamento das vigas de concreto armado, tornando possível estimar o valor da capacidade resistente da armadura transversal. Surge assim a analogia generalizada da treliça (CARELLI, 2002).

2.3.1 Analogia da treliça clássica

De acordo com MacGREGOR et al. (2011), o modelo da treliça clássica, também conhecido como a treliça clássica de Ritter-Mörsch, foi originalmente criado em 1899 pelo engenheiro suíço Ritter, e modificado em 1902 pelo engenheiro alemão Mörsch. Tal modelo proporciona um excelente modelo conceitual para demonstrar as forças que existem em uma viga de concreto armada e fissurada (ISHIHARA, 2017).

Leonhardt e Mönning (1981) comparam a teoria clássica da treliça a uma treliça em malha de alta hiperestaticidade, que é definida pelos autores como treliças que apresentam barras tracionadas próximas umas das outras. A treliça de Ritter-Mörsch é considerada como uma superposição de várias treliças isostáticas deslocáveis uma em relação com a outra.

Carvalho e Figueiredo Filho (2015) resumem a treliça clássica de Ritter-Mörsch de acordo com o funcionamento básico de elemento constituinte, sendo:

- Banzo superior comprimido (formado pelo concreto), com altura z ;

- Banzo inferior tracionado (formado pela armadura longitudinal de tração), paralelo ao banzo superior;
- Diagonais comprimidas (bielas) de concreto cuja inclinação com o eixo longitudinal do elemento forma um ângulo $\theta=45^\circ$;
- Diagonais ou montantes tracionados (armadura transversal de cisalhamento) com uma inclinação α entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

A Figura 8 mostra um esquema de treliça clássica, onde atua uma força cortante constante. As diagonais tracionadas apresentam uma inclinação α qualquer entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal do elemento e, as diagonais comprimidas possuem inclinação $\theta=45^\circ$.

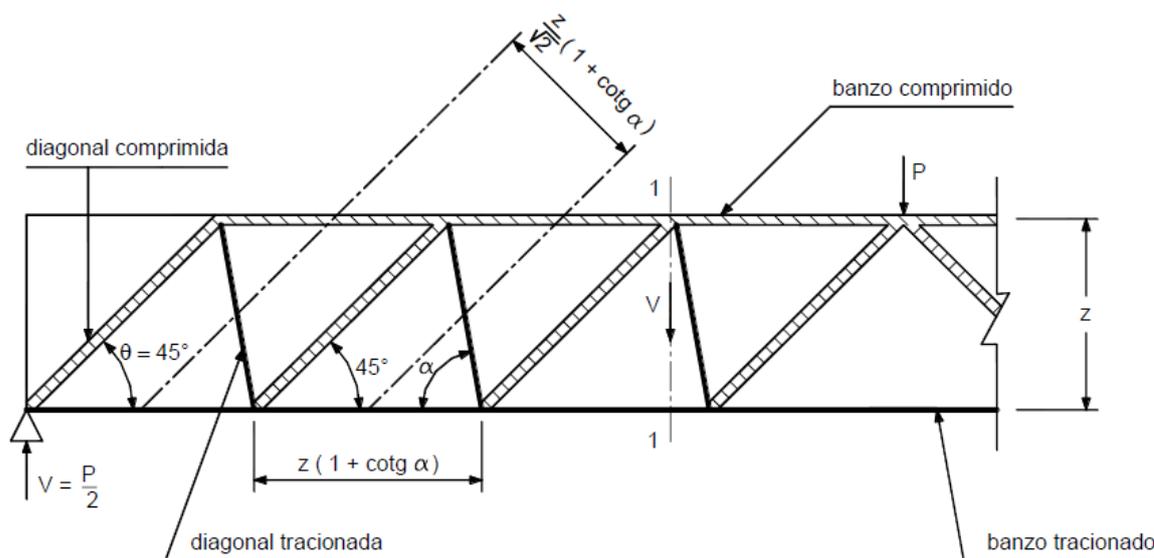


Figura 8: Analogia da treliça clássica de Ritter-Mörsch
Fonte: Bastos, 2014.

2.3.2 Analogia da treliça generalizada

No estudo da analogia clássica da treliça, admite-se a existência de diagonais comprimidas (bielas) sempre com inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça (FUSCO, 2008).

No entanto, com o aumento de pesquisas e experimentos nesta área, verificou-se que a inclinação das fissuras é geralmente inferior a 45° , e conseqüentemente as bielas de compressão têm inclinações menores, podendo chegar a ângulos de 30° ou menos para com a horizontal (BASTOS, 2014).

Desse modo, Bastos (2014) afirma que, por não fazer essas considerações, a treliça clássica de Ritter-Mörsch é demasiadamente conservadora e conduz a uma armadura transversal exagerada.

Carvalho e Figueiredo Filho (2015) listam ainda outros fatores que contribuem na redução da tensão na armadura transversal em relação a teoria clássica de Ritter-Mörsch, e, portanto, devem ser considerados no dimensionamento. São eles:

- Alta hiperestaticidade da treliça, cujos nós não podem ser considerados como articulações perfeitas;
- Banzos não paralelos, onde o banzo comprimido é inclinado;
- As bielas de compressão engastadas aliviam as tensões nos montantes tracionados devido à flexo-compressão;
- Taxa de armadura longitudinal interfere no esforço da armadura transversal;

A Figura 9 representa um esquema de treliça generalizada, onde atua uma força cortante constante. As diagonais tracionadas apresentam uma inclinação α entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal do elemento e as diagonais comprimidas possuem inclinação θ inferior a 45° .

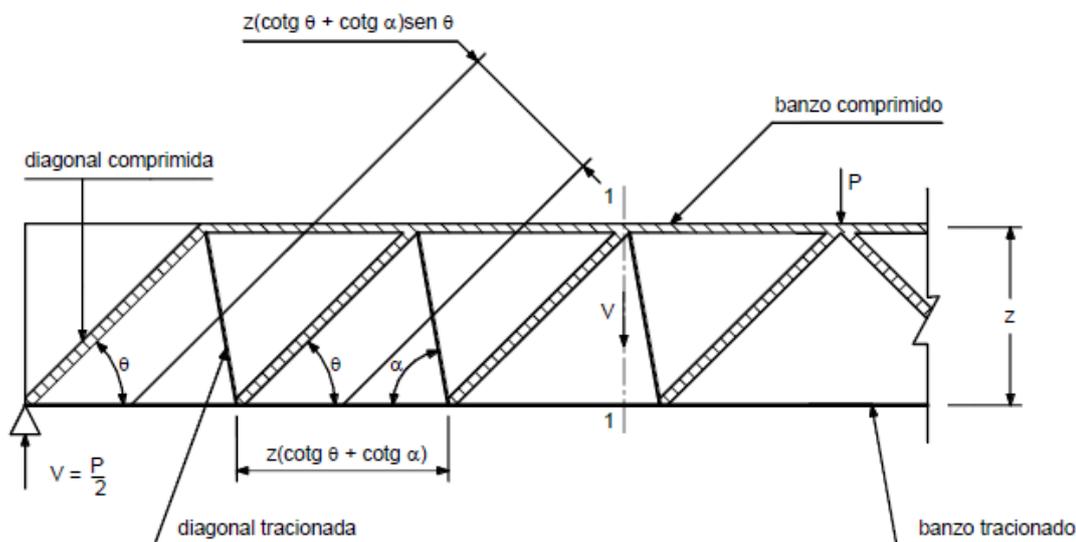


Figura 9: Modelo da treliça generalizada
Fonte: Bastos, 2014.

Tais fatores são tratados através de modelos simplificados de cálculo pela ABNT NBR 6118 (2014) ao apresentar dois modelos de cálculo, que dependem da inclinação adotada para as diagonais de compressão.

2.4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE PELA ABNT NBR 6118 (2014)

Estudos conduzidos por Leonhardt e Mönning (1978) concluíram que as tensões nas armaduras transversais eram menores que aquelas previstas em cálculos através da analogia da treliça, resultando em uma armadura transversal um tanto quanto exagerada.

A redução na tensão da armadura transversal pode ser associada a mecanismos resistentes ditos complementares que se desenvolvem em conjunto com a treliça. Estes mecanismos são: efeito de arco, engrenamento dos agregados e o efeito pino das barras longitudinais (BARROS E GIONGO, 2008).

O efeito de arco, que ocorre nas regiões de descontinuidade próximas aos apoios, absorve parte das ações atuantes na viga através de um arco que conduz uma parcela das ações solicitante diretamente para o apoio. O engrenamento dos agregados é responsável por absorver parte do esforço solicitante através da presença de agregados que permanecem conectados em ambos os lados das fissuras. Já o efeito pino considera uma maior rigidez das barras de aço longitudinais que impedem o deslocamento das seções de uma fissura, atuando como um pino (BARROS E GIONGO, 2008).

Em função de tais mecanismos resistentes, a ABNT NBR 6118 (2014) determina um valor de redução do esforço solicitante, V_c , que torna o modelo da treliça mais próximo ao real.

As prescrições presentes nessa norma aplicam-se a elementos lineares de concreto armado, submetidos a esforços cortantes, combinados ou não com outros esforços solicitantes (ABNT NBR 6118, 2014).

O dimensionamento conforme a ABNT NBR 6118 (2014) pode ser efetuado em dois passos, sendo o primeiro a verificação da resistência segundo os estados limites últimos, levando em consideração o valor de redução V_c . O segundo consiste na verificação da biela comprimida.

Para tal verificação, a ABNT NBR 6118 (2014) propõe dois modelos alternativos de cálculo:

- Modelo I: admite as diagonais de compressão inclinadas com $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento e a parcela complementar V_c com valor constante.
- Modelo II: admite as diagonais de compressão com θ variando livremente entre 30° e 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento e parcela complementar V_c reduzido.

2.4.1 Cálculo da resistência

A resistência de um elemento estrutural é dita satisfatória quando verificados os Estados-Limites Últimos, atendendo concomitantemente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (2.1)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.2)$$

onde,

V_{Sd} : força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas, de acordo com os modelos de cálculo I e II;

V_{Rd3} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

V_{sw} : parcela resistida pela armadura transversal, de acordo com os modelos de cálculo I e II.

2.4.2 Modelo de cálculo I

Para este modelo, a resistência do elemento é garantida pela verificação da compressão diagonal do concreto, pela expressão:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.3)$$

em que:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ com } f_{ck} \text{ expresso em Mpa} \quad (2.4)$$

O cálculo da armadura transversal é se dá por:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.5)$$

onde,

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad (2.6)$$

Assim, a armadura transversal expressa por unidade de comprimento da viga é dada como:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)} \quad (2.7)$$

O valor de V_c , referente à parte da força cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça é definido como:

- $V_c = 0$ em elementos tracionados cuja linha neutra está situada fora da seção;
- $V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração cuja linha neutra corta a seção;
- $V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}}\right) \leq 2 \cdot V_{c0}$ quando na flexo-compressão.

O valor de V_{c0} , que representa a resistência à força cortante de uma viga sem armadura transversal, é dado por:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.8)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.9)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.10)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ctk}^{2/3} \text{ com } f_{ck} \text{ expresso em Mpa} \quad (2.11)$$

onde,

A_{sw} : área da seção transversal dos estribos;

b_w : menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

d : altura útil da seção, igual a distância da borda mais comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

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

f_{ctd} : resistência de cálculo à tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$: resistência característica inferior à tração do concreto;

f_{ctm} : resistência média do concreto à tração;

f_{ywd} : resistência de cálculo ao escoamento da armadura transversal, não superior a 435 MPa;

M_0 : momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção, provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} ;

$M_{sd,máx}$: momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise;

s : espaçamento entre elementos da armadura transversal medido segundo o eixo longitudinal do elemento;

α : ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

2.4.3 Modelo de cálculo II

Para este modelo, a resistência do elemento é garantida pela verificação da compressão diagonal do concreto, pela expressão:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (2.12)$$

em que,

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ com } f_{ck} \text{ expresso em Mpa} \quad (2.13)$$

O cálculo da armadura transversal é dado por:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.14)$$

onde,

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sen \alpha \quad (2.15)$$

Assim, a armadura transversal por unidade de comprimento da viga é dada como:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sen \alpha} \quad (2.16)$$

O valor de V_c , referente à parte da força cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça é definido como:

- $V_c = 0$ em elementos tracionados cuja linha neutra se situa fora da seção;
- $V_c = V_{c1}$ na flexão simples e na flexo-tração cuja linha neutra corta a seção;
- $V_c = V_{c1} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}}\right) \leq 2 \cdot V_{c1}$ quando na flexo-compressão.

sendo,

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0} \quad (2.17)$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V_{Sd} = V_{Rd2} \quad (2.18)$$

Em caso de valores intermediários de V_{c1} , interpola-se linearmente:

$$V_{c1} = V_{c0} \cdot \frac{V_{Sd} - V_{Rd2}}{V_{c0} - V_{Rd2}} \quad (2.19)$$

onde,

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo.

2.4.4 Armadura transversal mínima

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), os elementos lineares submetidos à força cortante, com exceção dos casos indicados na sequência, devem possuir armadura transversal mínima, com taxa geométrica de:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywK}} \quad (2.20)$$

Isolando o termo A_{sw}/s na equação 2.20 e admitindo estribos verticais, onde $\alpha = 90^\circ$, a armadura mínima por unidade de comprimento é definida como:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywK}} \cdot b_w \quad (2.21)$$

Os casos que não necessitam conter armadura transversal mínima estão descritos no Item 17.4.1.1.2 da NBR 6118 (2014), sendo eles:

- os elementos estruturais lineares com $b_w > 5 \cdot d$ (em que d é a altura útil da seção), caso que deve ser tratado como laje (ver 19.4);
- as nervuras de lajes nervuradas, descritas em 13.2.4.2-a) e b), que também podem ser verificadas como lajes. Nesse caso deve ser tomada como base a soma das larguras das nervuras no trecho considerado, podendo ser dispensada a armadura transversal, quando atendido o disposto em 19.4.1;
- os pilares e elementos lineares de fundação submetidos predominantemente à compressão, que atendam simultaneamente, na combinação mais desfavorável das ações em estado-limite último, calculada a seção em estágio I, às condições seguintes:
 - em nenhum ponto deve ser ultrapassada a tensão f_{ctk} ;
 - $V_{sd} < V_c$, sendo V_c definido em 17.4.2.2.
 Nesse caso, a armadura transversal mínima é a definida na Seção 18.

2.4.5 Prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) para elementos estruturais armados com estribos

As armaduras destinadas a resistir os esforços de tração provocados por forças cortantes podem ser constituídas por estribos, combinados ou não com barras dobradas (ABNT NBR 6118, 2014).

Segundo prescrições da ABNT NBR 6118 (2014), em elementos estruturais armados com estribos, os mesmos devem ser fechados por meio de ramos horizontais, envolvendo as barras de tração e ancorados na face oposta.

Os estribos devem ser compostos por barras que atendam ao seguinte:

$$5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10} \quad (2.22)$$

onde,

b_w : menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

ϕ_t : diâmetro da barra da armadura transversal.

É válido ressaltar que o diâmetro da barra não pode ser superior a 12 mm quando a barra for do tipo lisa (ABNT NBR 6118, 2014).

O espaçamento mínimo entre os estribos, s , medindo a partir do eixo longitudinal do elemento, deve permitir a passagem da agulha do vibrador, a fim de se garantir bom adensamento do elemento. Conforme ABNT NBR 6118 (2014), o espaçamento máximo deve atender as condições:

$$\text{- se } V_d \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}, \text{ então } S_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm} \quad (2.23)$$

$$\text{- se } V_d \geq 0,67 \cdot V_{Rd2}, \text{ então } S_{m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm} \quad (2.24)$$

O espaçamento transversal entre ramos sucessivos, S_t , não pode exceder os seguintes valores limites:

$$\text{- se } V_d \leq 0,20 \cdot V_{Rd2}, \text{ então } S_{t,m\acute{a}x} = d \leq 800 \text{ mm} \quad (2.25)$$

$$\text{- se } V_d \geq 0,20 \cdot V_{Rd2}, \text{ então } S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 350 \text{ mm} \quad (2.26)$$

A ABNT NBR 6118 (2014) restringe que emendas por traspasse sejam executadas apenas quando os estribos forem constituídos por telas ou por barras de alta aderência.

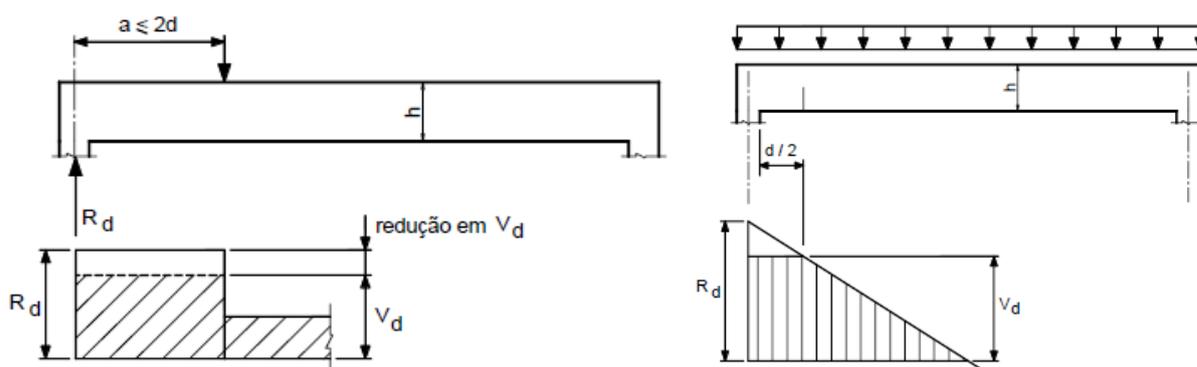
2.4.6 Cargas próximas aos apoios

Descreve Bastos (2017) que, ensaios experimentais com estribos mostram que o modelo de treliça desenvolvido para as vigas é válido apenas após uma pequena distância dos apoios, uma vez que estribos muito próximos aos apoios apresentam tensões menores que os estribos mais afastados.

Devido ao efeito de arco, as cargas aplicadas próximas aos apoios têm parcela diretamente transferida aos apoios por meio da diagonal comprimida, sem solicitar por completo a armadura (CHAER, 2016).

Em razão deste comportamento, para o cálculo da armadura transversal, em caso de apoio direto (carga e reação de apoio aplicados em faces opostas, comprimindo), a ABNT NBR 6118 (2014) permite uma pequena redução da força cortante de cálculo, conforme as seguintes prescrições:

- A força cortante resultante de uma carga concentrada quando essa for aplicada a uma distância $a \leq d/2$ do apoio pode ser, no comprimento a , reduzida multiplicando-a por $a/(2 \cdot d)$ (Figura 10 (a)).
- No trecho situado entre o apoio e $d/2$ da face do apoio, a força cortante resultante de carregamento distribuídos pode ser considerada constante e igual a desta seção (Figura 10 (b)).



(a) Viga sob carga concentrada (b) Viga sob carregamento uniforme

Figura 10: Redução da força cortante próximo aos apoios

Fonte: Bastos, 2014.

Estas reduções, conforme a ABNT NBR 6118 (2014), não se aplicam à verificação da resistência à compressão diagonal do concreto, e para casos de apoios diretos.

2.5 FORMAS DE RUPTURA DE VIGAS POR FORÇA CORTANTE

A priori, quando as tensões de tração solicitantes do elemento estrutural ultrapassam a resistência à tração do concreto ocorre a manifestação de fissuras no concreto. Essas fissuras alteram a distribuição de esforços, transferindo-os tanto para

a armadura transversal quanto para as diagonais comprimidas do concreto, podendo causar a ruptura física do elemento estrutural por força cortante (LEONHARDT E MÖNNIG, 1989).

As rupturas por força cortante e flexão são as principais formas pela qual vigas de concreto armado podem sofrer ruína, conforme mencionado por Beber (2003). Para as vigas de concreto armado, a ruptura por força cortante ocorre de maneira repentina e catastrófica, devendo assim ser evitada ainda durante a concepção do projeto.

Fusco (2008) classifica as diversas formas de rupturas do concreto armado por força cortante em três grupos principais:

- Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz;
- Ruptura na presença de armadura transversal eficaz;
- Ruptura por deficiência das ancoragens.

2.5.1 Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz

Segundo Fusco (2008), essa ruptura é decorrente da ausência de armadura transversal ou, na presença dela, por espaçamentos excessivos das barras transversais, conforme Figura 11.

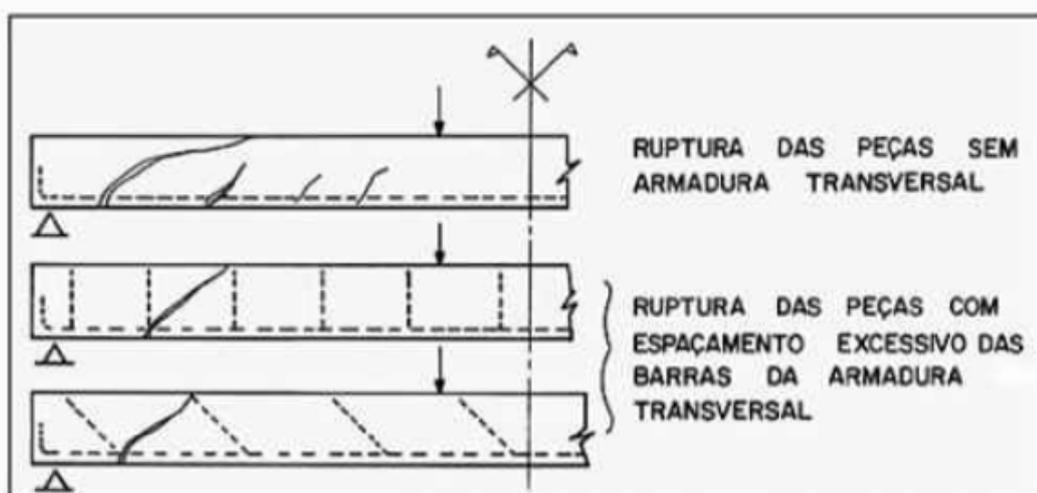


Figura 11: Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz
Fonte: FUSCO, 2008.

Em elementos estruturais de concreto armado, a ausência de armadura transversal nas possíveis regiões de fratura faz com que a resistência à tração do elemento seja dependente apenas da resistência à tração do concreto. Neste caso, a

ruptura frágil, ou seja, sem aviso prévio pode ocorrer. Com o propósito de assegurar a segurança estrutural de elementos submetidos a esta ruptura é necessário respeitar os espaçamentos máximos permitidos entre as armaduras transversais, permitindo que as mesmas recebam e suportem as cargas (FUSCO, 2008).

2.5.2 Ruptura na presença de armadura transversal eficaz

Ainda em consonância com Fusco (2008), os modos de ruptura decorrentes mesmo com a presença de armadura transversal eficaz podem ocorrer se as mesmas não apresentam resistência suficiente ou ainda pela ruptura do concreto, assim como representado na Figura 12.

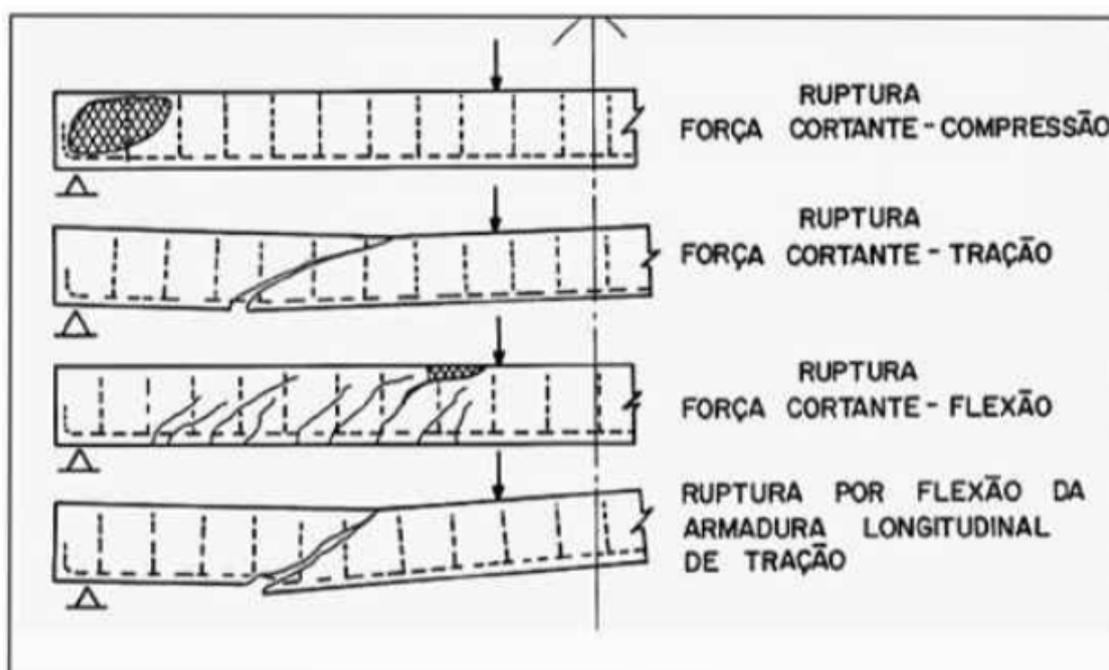


Figura 12: Ruptura na presença de armadura transversal eficaz
Fonte: FUSCO, 2008.

A ruptura por força cortante-compressão se dá pela ruptura por compressão das bielas diagonais de concreto. Para garantir a segurança estrutural de elementos submetidos a este modo de ruptura, é necessária a limitação da tensão tangencial atuante (FUSCO, 2008).

Já a ruptura por força cortante-tração ocorre quando a resistência à tração do aço da armadura transversal é superada, resultando na sua ruptura por tração. A segurança em relação a esse modo de ruptura é garantida pela utilização suficiente de armadura transversal (FUSCO, 2008).

Quando há ruptura por força cortante-flexão, as fissuras diagonais de cisalhamento avançam para a parte comprimida da peça fletida, provocando o esmagamento do concreto nesta região (FUSCO, 2008).

Por fim, a ruptura da armadura longitudinal por flexão pode ocorrer quando as bielas diagonais de concreto geram tensões de flexão muito elevadas nas armaduras longitudinais, devido a espaçamentos excessivos dos estribos ou da falta de ancoragem dos mesmos (FUSCO, 2008; CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2015).

2.5.3 Ruptura por deficiência da ancoragem

Conforme descrito no item 2.1 - Concreto armado, a aderência e ancoragem do concreto são de grande importância para o funcionamento solidário do aço e do concreto.

Segundo Leonhardt e Mönning (1981), as barras longitudinais são intensamente solicitadas até os apoios e, no caso de ancoragem deficiente, pode ocorrer a ruptura do elemento na junção da diagonal comprimida com o banzo tracionado.

Com o aparecimento de tensões longitudinais de cisalhamento, as barras longitudinais tendem a escorregar em relação ao concreto, provocando o surgimento de fendas (Figura 13) e a possível separação do conjunto aço-concreto, resultando na “extinção” do concreto dito armado (FUSCO, 2008).

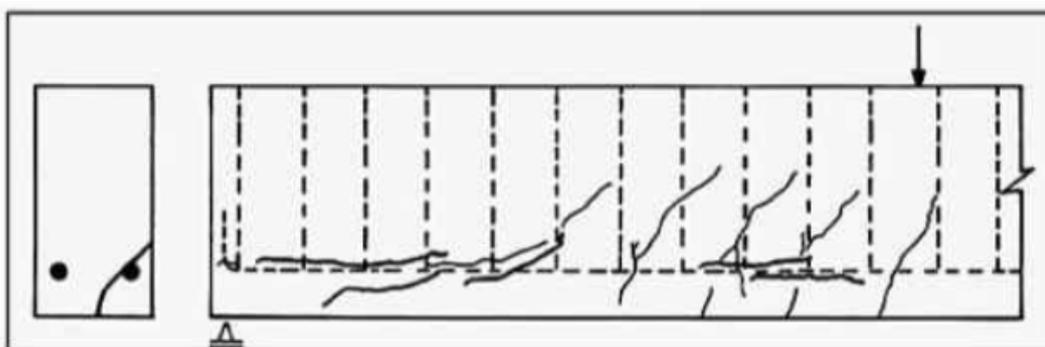


Figura 13: Ruptura por deficiência da ancoragem
Fonte: FUSCO, 2008.

2.6 ENSAIO DE STUTTGART

Os primeiros ensaios em vigas de concreto realizados em laboratório foram conduzidos pelos pesquisadores Leonhardt e Whalter e ficaram conhecidos como Ensaios de Stuttgart. Estes estudos comprovaram, experimentalmente, as teorias clássicas de Morsch e incentivaram as primeiras redações de normas sobre a utilização de concreto armado (ROCHA et al., 2004).

O ensaio de Stuttgart consiste no carregamento gradativo de uma viga retangular, bi apoiada, com duas cargas concentradas simétricas de igual intensidade, conforme esquema mostrado na Figura 14. As cargas são aumentadas gradativamente até atingir o valor que leve a ruptura da viga (CHAER, 2016).

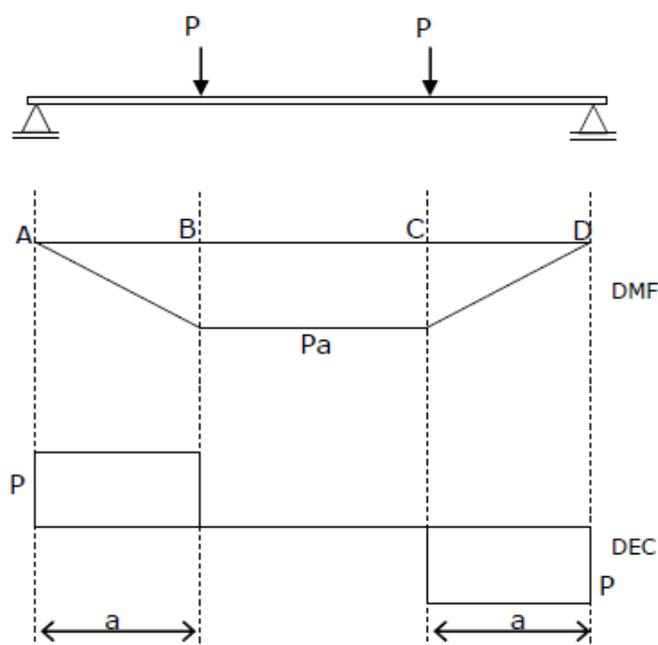


Figura 14: Esquema de viga bi apoiada para Ensaio Stuttgart
Fonte: Chaer, 2016.

Chaer (2016) cita como vantagem deste teste a ocorrência, na mesma viga, de trechos com flexão pura (momento máximo e esforço cortante nulo) e trechos de flexão simples (momento e força cortante não nulo). Na Figura 14, o trecho BC apresenta flexão pura, enquanto os trechos AB e BD apresentam flexão simples, conforme apresentado anteriormente.

Num primeiro estágio, a viga não apresenta sinais de fissuração, uma vez que as tensões de tração são inferiores a resistência à tração do concreto. Ao mesmo passo que se aumenta a carga, a tensão de ruptura a tração do concreto é atingida e

começam a surgir fissuras na viga de concreto armado. Neste momento, os esforços de tração passam assim a ser absorvidos pela armadura.

2.7 ESTRIBOS DE PLÁSTICO

Por tratar-se de uma novidade no mercado da construção civil, os estudos sobre os estribos de plástico são escassos. Almeida, Oliveira e Melo (2016) confeccionaram sete vigas com seção de 14 cm por 29 cm e 220 cm de comprimento, sendo uma delas denominada de “referência”, armada com estribos de aço, três armadas somente com estribos de plástico e três com estribos de aço e plástico, onde os espaçamentos verticais entre os estribos foi variado.

O método de ensaio adotado por Almeida, Oliveira e Melo (2016) foi composto pelo ensaio Stuttgart com dois apoios, sendo um de 1º gênero e outro de 2º gênero.

Como resultado, Almeida, Oliveira e Melo (2016) concluíram que o uso do estribo plástico como armadura resistente à força cortante é ineficiente. Os resultados obtidos pelos pesquisadores mostraram que a contribuição dos estribos de plástico na resistência à força cortante nas vigas é quase desprezível, sendo o aço e o concreto os responsáveis por resistir a todos os esforços. Para os pesquisadores, as vigas armadas somente com estribos de plástico tiveram comportamento semelhante ao de vigas sem armadura transversal. Quando usados alternadamente com os estribos de aço, os estribos de plástico não contribuíram ao desempenho das vigas.

Em consulta ao Instituto Nacional da Propriedade Industrial (INPI, 2017), o termo “estribo de plástico” resulta em 02 (dois) processos que satisfazem à pesquisa quanto a utilização na construção civil.

O primeiro, com pedido número MU 7600963-7 dos inventores Geraldo Simões, Valdir da Cruz Patrão e Vanderley Dianini, em 1996, solicita a patente de um estribo do tipo plástico injetado, termoplástico ou termofixo. O mesmo indica como finalidade, a montagem e centralização de armaduras, podendo haver ou não variações em formato e tamanho, conforme necessidade. A Figura 15 apresenta o desenho técnico anexado ao pedido de patente. O pedido acrescenta ainda a presença de um suporte para encaixe das barras ao estribo, sem a necessidade de amarração (SIMÕES, PATRÃO E DANINI, 1998).

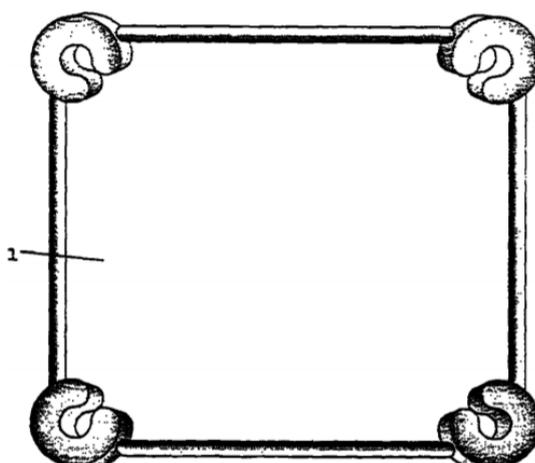


Figura 15: Estribo plástico patente MU 7600963-7
Fonte: SIMÕES, PATRÃO E DANINI, 1998.

O segundo pedido, com número PI 9703933-0 do inventor Miguel Roque Esmeris e datado de 1997, solicita a patente de invenção de um estribo de plástico para vigas e colunas. O pedido propõe o uso como substituição do sistema de corte e amarração manual dos estribos metálicos para a confecção de armadura estrutural de vigas e colunas de concreto armado. Introduce ainda o conceito de espaçadores embutidos no estribo, conforme mostrado na Figura 16, no detalhe 4 (ESMERIS, 1998).

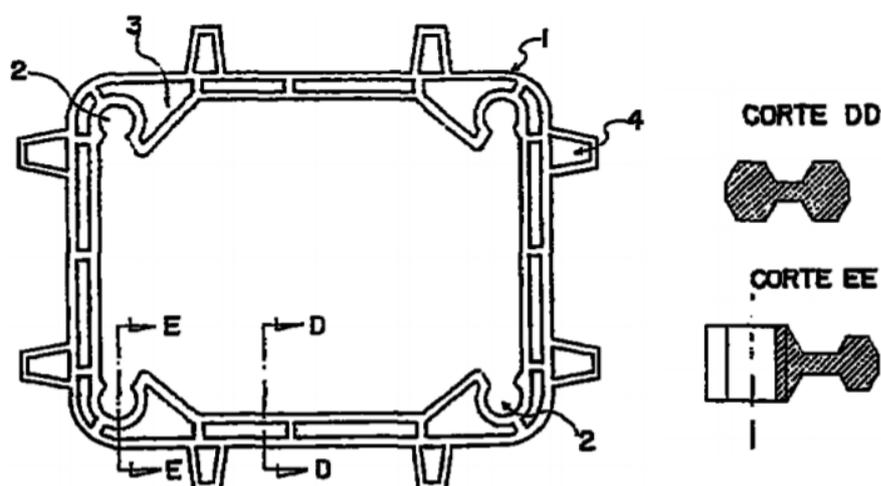


Figura 16: Estribo plástico patente PI 9703933-0
Fonte: ESMERIS, 1998.

O estribo de plástico adotado para estudo possui as dimensões de 14 cm x 7 cm x 8 mm, sendo a última dimensão o diâmetro para o encaixe da armadura longitudinal, conforme observado na Figura 17. Tal encaixe permite o deslizamento

da barra pelo estribo. Em caso de dificuldade para deslizamento da barra ou na presença de ganchos, o estribo possui uma fenda em suas extremidades, que possibilita o encaixe da armadura longitudinal. O estribo, comercializado pela Madareli Comércio e Distribuição (Estribo, 2017), é denominado Estribo Fácil. O anúncio do produto sugere que o mesmo é produzido em material altamente resistente, com capacidade de tração de até 91,04 kgf. O fabricante não especifica um valor de tensão de ruptura, apenas a carga máxima. Os materiais utilizados para confecção do estribo, segundo anúncio, são o copolímero de polipropileno e elastómero. O estribo utilizado neste estudo não apresenta espaçadores embutidos em sua estrutura, sendo necessário assim o uso de espaçadores a parte (SILVA, 2004).



Figura 17: Estribo plástico 14 cm x 7 cm x 8 mm
Fonte: Autoria própria, 2017.

O fabricante sugere seu uso na construção civil, na fabricação e montagem de armadura para colunas, vigas ou cintas. Paralelamente, promete uma economia na mão de obra, em arame de amarração e ainda em tempo para montagem da ferragem. Não obstante, o fabricante sugere também economia de 30% e, ganho de rapidez em 80%, comparado ao modelo usual de aço.

O produto possui grafado em uma de suas faces o número da patente a qual é registrado. A patente de invenção número PI 0202679-1 de 2002 é de autoria de Walter Palma da Silva. A mesma refere-se a uma disposição construtiva revolucionária para colunas e vigas, que apresenta além de vantagens técnicas, maior praticidade e funcionalidade no canteiro de obras. A Figura 18 apresenta o desenho anexado a patente (SILVA, 2004).

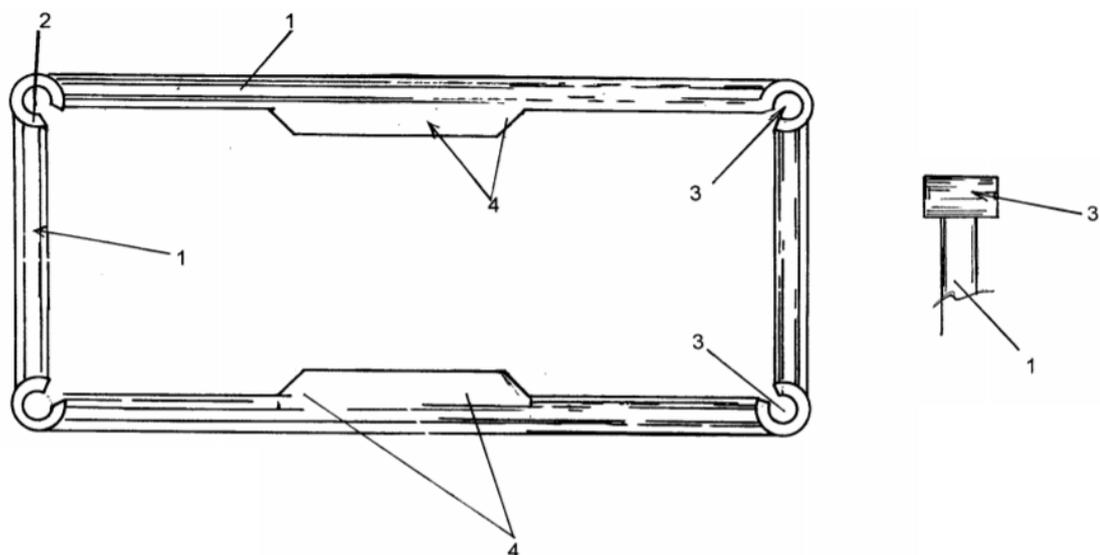


Figura 18: Estribo plástico patente PI 0202679-1
Fonte: INPI, 2017.

3 METODOLOGIA DE TRABALHO

O presente estudo, com base em seus objetivos, possui caráter de uma pesquisa explicativa, que, segundo Gil (2002), possui como preocupação principal identificar os fatores que determinam ou que contribuem para a ocorrência dos fenômenos, explicando a razão e o porquê das coisas.

Com relação aos procedimentos técnicos, classifica-se este estudo como uma pesquisa experimental. Gil (2002) salienta que a pesquisa experimental consiste em determinar um objeto de estudo, selecionando variáveis capazes de influenciá-lo, e observar os efeitos causados por tais variáveis no objeto de estudo.

De tal modo, este estudo é de cunho quantitativo e qualitativo, desenvolvido através uma pesquisa teórica e experimental, com objetivo de obtenção de resultados através do comparativo entre os modelos adotados.

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para compreender a influência no comportamento estrutural quanto ao cisalhamento de vigas de concreto armado utilizando estribos de plástico como armadura transversal, foram realizados ensaios com vigas de concreto armado, em tamanho real, variando-se o tipo e o espaçamento da armadura transversal. Para isso, foram utilizados estribos de aço e estribos de plástico.

Em um total, nove vigas de seção 10 cm x 17 cm por 115 cm de comprimento foram ensaiadas, sendo três exemplares para cada grupo:

- Grupo A: formado pelas vigas de referência, armadas com estribos de aço espaçados a cada 10 cm.
- Grupo B: formado pelas vigas armadas com estribos de plástico espaçados a cada 10 cm.
- Grupo C: formado pelas vigas armadas com estribos de plástico espaçados a cada 5 cm.

Foi confeccionada e ensaiada uma viga extra do Grupo A para calibragem do pórtico de testes.

O presente estudo seguiu as seguintes etapas de trabalho, conforme Figura 19.

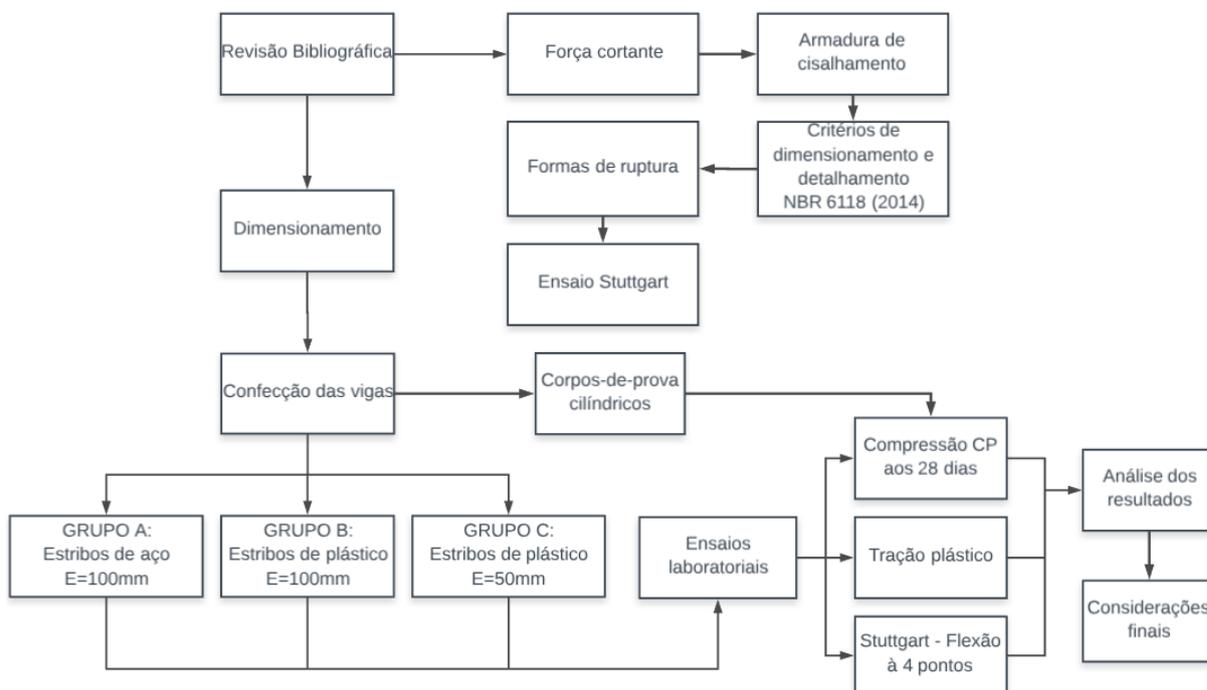


Figura 19: Fluxograma de trabalho
Fonte: Autoria própria, 2018.

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Concreto

Devido aos critérios de dimensionamento utilizou-se um concreto convencional de classe C30 ($f_{ck} = 30$ MPa), sem aditivos, que foi doado e produzido pela Empresa X. A mistura, assim como a pesagem dos materiais, foi realizada mecanicamente pela usina da Empresa X.

Os materiais utilizados na mistura do concreto foram o cimento CP V ARI RS, areia de rio lavada, areia de britagem, pedrisco e brita 1 com dimensão máxima de 19 mm. A relação água/cimento adotada foi de 0,5. Todas as vigas foram concretadas utilizando o concreto de uma única betonada.

A relação dos materiais utilizados no concreto, em proporções, é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1: Proporção dos materiais utilizados no concreto

Material	Traço em massa
Cimento	1
Areia	0,7
Areia de britagem	1,1
Pedrisco	0,5
Brita 1	1,8
Água	0,5

Fonte: Aatoria própria, 2018.

O controle tecnológico do concreto foi realizado através da moldagem e ensaio a compressão de corpos de prova cilíndricos de dimensões 10 cm por 20 cm, conforme prescrições da ABNT NBR 5738 (2015) - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Para garantir maior precisão dos resultados, os corpos-de-prova receberam retificação das extremidades antes dos ensaios. Os resultados do ensaio são apresentados no item 4.1.1 deste estudo.

3.2.2 Aço

O aço CA-60 com diâmetro de 5 mm foi utilizado para a fabricação da armadura transversal. A armadura longitudinal foi confeccionada com aço CA-50, tanto para a armadura de tração quanto para a armadura de montagem na zona de compressão. O aço, fornecido e fabricado pela Gerdau, apresenta as especificações técnicas descritas na Tabela 2.

Tabela 2: Especificações técnicas dos aços Gerdau

Aço	Diâmetro Nominal (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Resistência Característica de Escoamento (MPa)
CA-50	8	0,395	500
CA-50	10	0,617	500
CA-60	5	0,154	600

Fonte: Gerdau, 2018.

3.2.3 Plástico

Para determinar a tensão de ruptura à tração dos estribos de plástico, dez estribos de plástico foram submetidos ao ensaio de tração na prensa EMIC do Laboratório de Materiais da UTFPR-PB. Apesar de seu cancelamento sem substituição pela ABNT em 2015 por motivo de não ser mais utilizada pela indústria, o presente estudo seguiu as prescrições da ABNT NBR 9622 (1986) – Plásticos – Determinação das propriedades mecânicas à tração – Método de ensaio.

Para realizar o ensaio sem danificar os estribos devido ao esmagamento dos ramos pelas garras, quatro pinos de 8 mm de diâmetro simulando a configuração das armaduras longitudinais foram soldados a uma placa removível em cada extremidade, garantindo assim suporte rígido para as garras da prensa (Figura 20).



Figura 20: Dispositivo utilizado para ensaio de tração dos estribos de plástico
Fonte: Autoria própria, 2018.

O ensaio foi conduzido a uma velocidade constante de 10 mm/min, conforme orientações da ABNT NBR 9622 (1986), até a ruptura dos estribos. A tensão de ruptura foi então determinada dividindo a carga de ruptura pela área da seção transversal dos ramos verticais. A área da seção transversal foi medida com auxílio de um paquímetro, após o corte de um dos ramos dos estribos. Os resultados do ensaio são mostrados na Tabela 6 da seção 4.1.2 deste estudo.

3.3 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS VIGAS

O dimensionamento e o detalhamento das vigas ficaram condicionados as dimensões dos estribos de plástico. Os estribos de plástico adquiridos possuem as dimensões de 7 cm de largura por 14 cm de altura, com 35 mm² (equivalente ao diâmetro de 6,7 mm) de área de seção transversal, para cada ramo. Os estribos de aço foram produzidos, utilizando aço CA-60 com 5 mm de diâmetro, nas mesmas dimensões dos estribos de plástico, a fim de se reproduzir com maior precisão as características geométricas das vigas.

Além disso, os estribos de plástico utilizados neste estudo possuem “clips” de 8 mm para encaixe da armadura longitudinal, sendo esse outro limitador do dimensionamento das vigas.

Partindo-se das dimensões dos estribos e, considerando um cobrimento de 15 mm em cada face da viga, a seção transversal adotada foi de 10 cm de largura por 17 cm de altura, para todas as vigas.

A partir do esquema estrutural adotado neste estudo e representado na Figura 14, o momento máximo de cálculo para a armadura longitudinal é definido como:

$$M_{Sd} = P \cdot a \quad (3.1)$$

O esforço cortante solicitante de cálculo é dado por:

$$V_{Sd} = P \quad (3.2)$$

Para este estudo adotou-se um vão a de 35 cm. A distância entre os pontos de aplicação das cargas também foi definida como 35 cm, totalizado um vão teórico total de 105 cm. As vigas foram então fabricadas com 115 cm de comprimento, a fim de se evitar que os apoios coincidissem com as extremidades da viga.

Conhecendo as características geométricas das vigas e o momento máximo de cálculo, as vigas foram dimensionadas a fim de sofrerem ruptura por cisalhamento e não por deficiência de armadura de flexão ou ancoragem insuficiente. O passo a passo do dimensionamento da armadura longitudinal está disposto no Apêndice A.1 deste trabalho. A fim de se evitar a ruptura por deficiência de ancoragem da armadura

de tração, adotou-se ancoragem do tipo gancho reto com 12 cm, conforme detalhamento (Figura 21 a Figura 23).

Devido as dimensões reduzidas das vigas e o controle mais rígido do processo construtivo em condições laboratoriais, para o dimensionamento das armaduras, foram utilizados valores característicos das resistências e esforços solicitantes, sem a majoração das cargas ou a minoração das resistências dos materiais, a fim de se obter valores mais próximos da realidade e condizentes com a carga de ruptura das vigas.

Fez-se uso do modelo de cálculo II proposto pela ABNT NBR 6118 (2014) para dimensionar a armadura transversal, conforme equações 2.12 a 2.21. O roteiro de cálculo está apresentado no Apêndice A.2 deste estudo. Para o cálculo da armadura transversal, o dimensionamento levou em consideração o grupo A formado pelas vigas de referência armadas com estribos de aço, e os valores utilizados no dimensionamento são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Valores utilizados nos cálculos

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$d = 15,1 \text{ cm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Sd} = 35 \text{ kN}$$

$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

Fonte: Autoria própria, 2018.

O espaçamento da armadura transversal das vigas de referência do grupo A foi calculado de acordo com as equações 2.22 a 2.26. A ABNT NBR 6118 (2014) em seu item 18.3.3.2 define o espaçamento máximo entre estribos como sendo $s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$ se $V_d \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$. Para as vigas deste estudo, o espaçamento máximo permitido por norma é de 9,1 cm, entretanto, para facilidade de execução, o espaçamento adotado foi 10 cm. O mesmo espaçamento foi mantido para as vigas do grupo B. Para o grupo C, o espaçamento adotado foi de 5 cm, conforme mostrado na Tabela 4.

Tabela 4: Armadura transversal

Grupo	Espaçamento (cm)	Tipo de estribo
A	10	Aço
B	10	Plástico
C	5	Plástico

Fonte: Autoria própria, 2018.

A partir do espaçamento, do tipo de estribo e da área da seção transversal, foi possível estimar a carga de ruptura de cada grupo, conforme roteiro de cálculo apresentado no Apêndice A.3. O detalhamento das vigas pode ser observado nas Figura 21 a 23.

VIGA 1A=2A=3A=VIGA TESTE

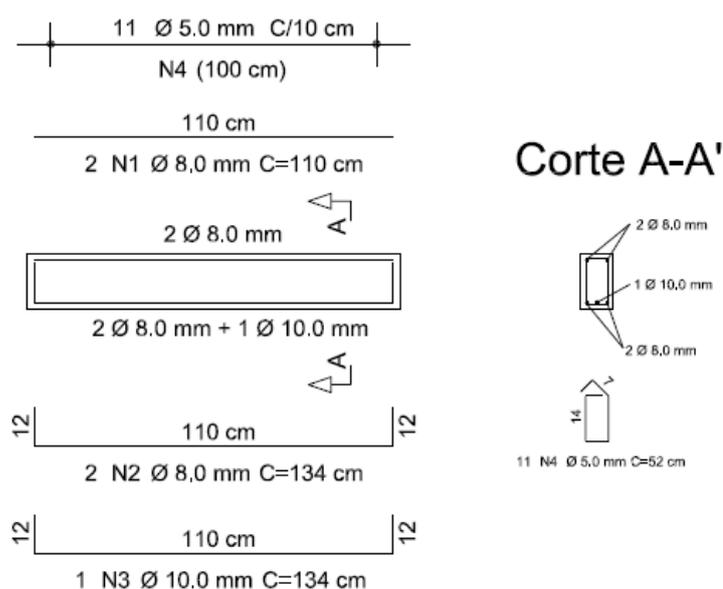


Figura 21: Detalhamento vigas Grupo A – estribos de aço a cada 10 cm
 Fonte: Autoria própria, 2018.

VIGA 1B=2B=3B

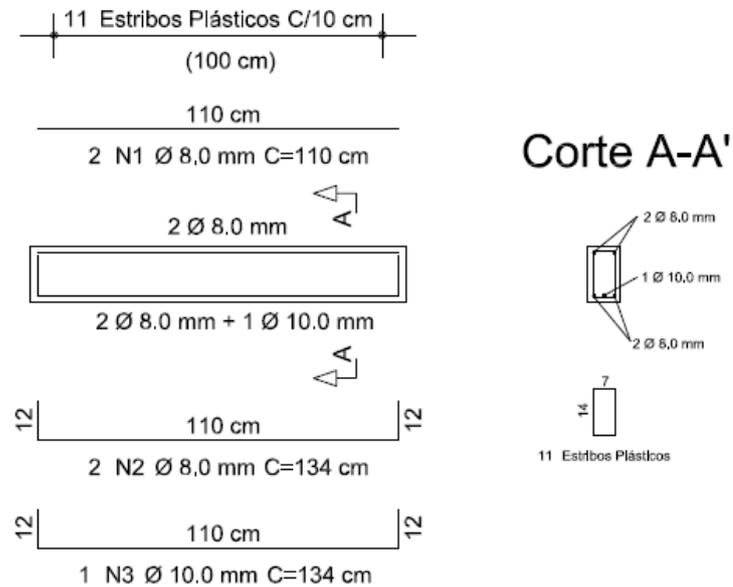


Figura 22: Detalhamento vigas Grupo B – estribos de plástico a cada 10 cm
Fonte: Autoria própria, 2018.

VIGA 1C=2C=3C

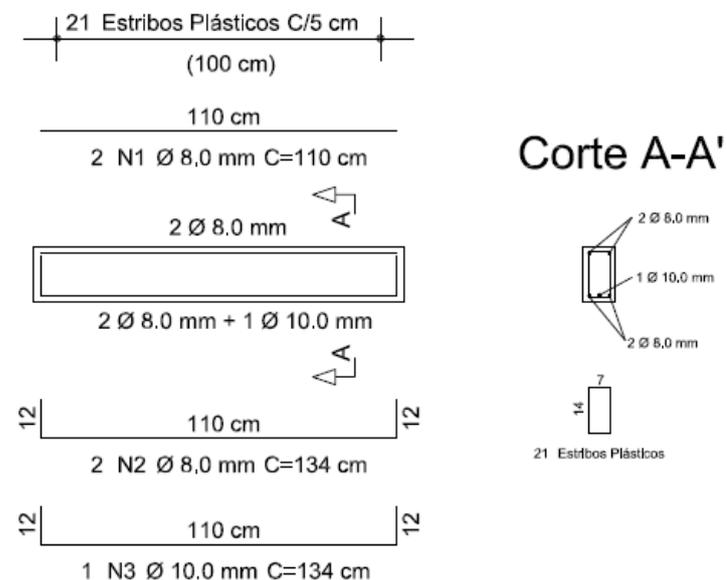


Figura 23: Detalhamento vigas Grupo C – estribos de plástico a cada 5 cm
Fonte: Autoria própria, 2018.

3.4 CONFECÇÃO DAS VIGAS

O procedimento de montagem das fôrmas e armaduras foi realizado no laboratório de técnicas construtivas (canteiro de obras) da UTFPR - Pato Branco. As vigas foram fabricadas utilizando fôrmas de madeira compensada travadas lateralmente por sarrafos de 2 cm por 5 cm (Figura 24). Para garantir a largura das vigas e evitar que as formas se abrissem durante a concretagem, ripas de madeira compensada foram utilizadas como travamento no sentido transversal as vigas.



Figura 24: Detalhe das formas e armaduras
Fonte: Autoria própria, 2018.

As armaduras longitudinais foram montadas em bancada de madeira, sendo as barras cortadas com auxílio de um corta vergalhão e dobradas em mesa de

dobramento com pinos. Os estribos de aço foram dobrados por estribadeira automática, garantido assim maior precisão nas medidas.

As armaduras foram amarradas utilizando abraçadeiras de nylon e arame recozido. Para assegurar o cobrimento e manter a armadura em sua posição final, foram utilizados espaçadores do tipo “cadeirinha” com dimensões de 15 mm.

As vigas foram concretadas no dia 13 de abril de 2018 nas instalações da Empresa X. As fôrmas foram submetidas a duas demãos de desmoldante uma hora antes da concretagem. A concretagem aconteceu de forma contínua e com auxílio de ponte rolante. O adensamento das vigas foi feito por vibrador de imersão de diâmetro nominal de 25 mm.

Foram moldados três corpos de provas cilíndricos de 10 cm por 20 cm, conforme a ABNT NBR 5738 (2015), para determinar a resistência à compressão do concreto após 28 dias.

As vigas, assim como os corpos de provas cilíndricos, foram desformadas três dias após a concretagem e mantidas em condições naturais até a data do ensaio. Os corpos de provas cilíndricos não foram submetidos a cura por imersão em água pois a caracterização do concreto tem apenas fins de pesquisa, buscando aproximar a resistência à compressão obtida com o concreto efetivamente colocado nas fôrmas.

3.5 MODELO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Por se desejar avaliar o comportamento das vigas quanto a sua resistência a ruptura por força cortante, o ensaio adotado neste estudo foi o ensaio de flexão a 4 pontos (Stuttgart). Este modelo de ensaio, que consiste na aplicação de duas cargas pontuais em uma viga bi apoiada, permite a ocorrência, na mesma viga, de trechos com flexão pura (momento máximo e força cortante igual a zero) e trechos de flexão simples (momento e força cortante não nulos), conforme ilustrado na Figura 14 (CHAER, 2016).

O ensaio foi realizado 28 dias após a concretagem no canteiro de obras da UTFPR Pato Branco, utilizando um pórtico composto de perfis metálicos, com capacidade de 250 kN. O esquema representativo da configuração do ensaio, assim como o pórtico de ensaio, pode ser observado na Figura 25.

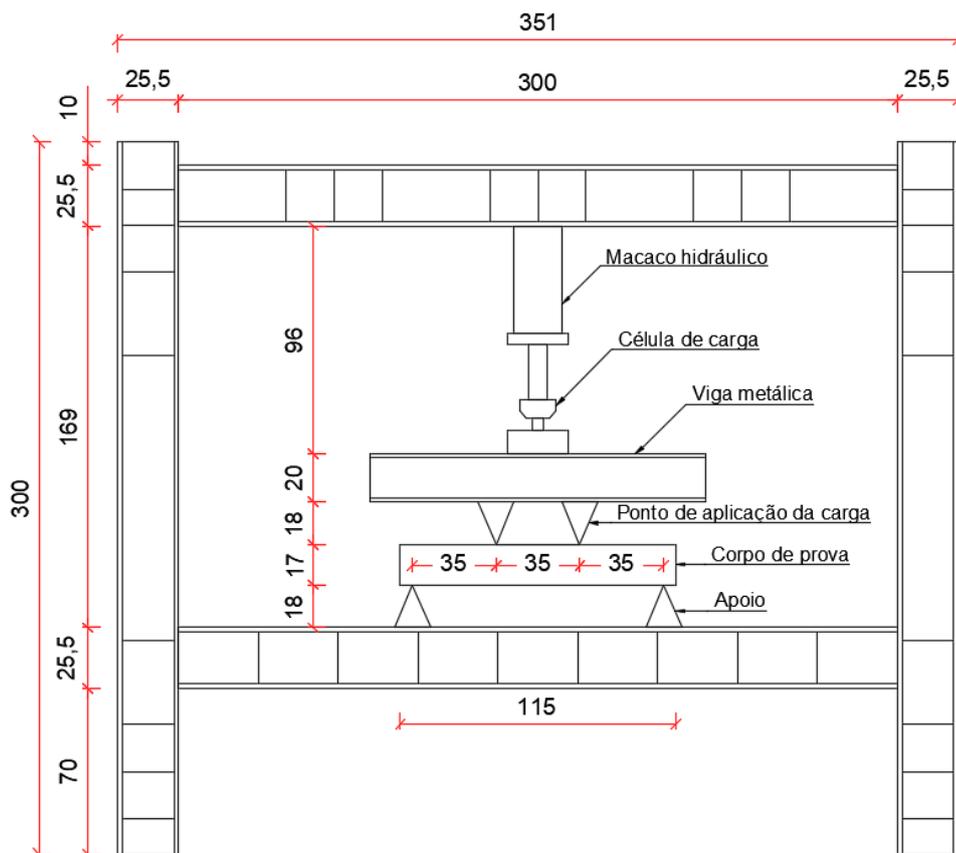


Figura 25: Esquema representativo do pórtico estrutural (medidas em cm)
Fonte: Autoria própria, 2018.

O pórtico conta com um macaco hidráulico operado por alavanca manual, dois apoios simples com distâncias ajustáveis e uma viga metálica de reação para aplicação de duas cargas pontuais.

Para medir a intensidade das cargas aplicadas pelo macaco hidráulico foi utilizada um sensor de carga HBM U10M (Figura 26), com capacidade nominal de 125 kN.



Figura 26: Sensor de carga U10M
Fonte: Autoria própria, 2018.

A aquisição e leitura dos dados foi realizada por meio de um amplificador universal de 8 canais Quantum X MX840B (Figura 27).



Figura 27: Amplificador universal MX840B
Fonte: HBM, 2018.

Para a visualização e monitoramento dos resultados da célula de carga em tempo real foi utilizado o software CatmanEasy (Figura 28), fornecido pela própria HBM.

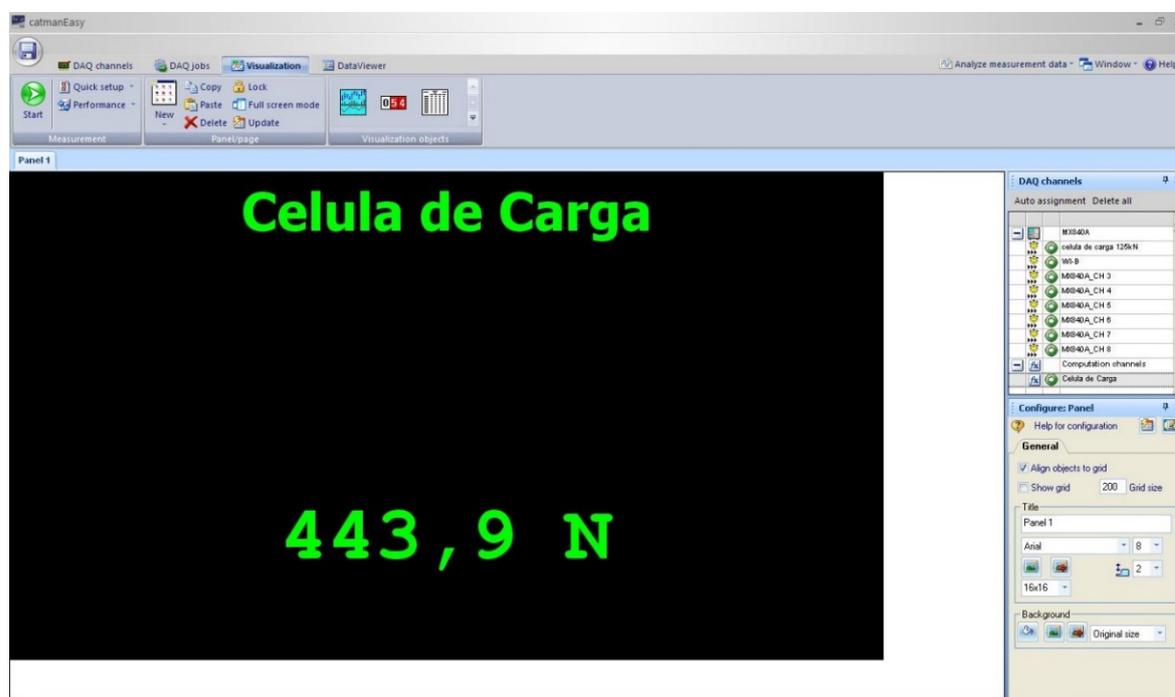


Figura 28: Imagem da tela de ensaio (software CatmanEasy) para visualização das cargas em tempo real, durante os ensaios
Fonte: Autoria própria, 2018.

Para melhorar a identificação e marcação das fissuras geradas pelos carregamentos, as vigas foram submetidas a uma demão de tinta acrílica branca em

uma das faces laterais. As fissuras foram marcadas com marcador permanente a cada 5 kN de carga aplicada, conforme o surgimento das mesmas. Foram tiradas fotos das vigas a cada 5 kN de carga aplicada através de uma câmera fixada em frente as mesmas.

Primeiramente, a viga teste (pertencente ao grupo A) foi ensaiada a fim de verificar as dimensões e condições de ensaio, e o ajuste dos equipamentos. Em seguida, as demais vigas foram ensaiadas de forma alternada, sendo primeiramente uma do grupo A seguida do grupo B e C, e assim sucessivamente. As vigas sofreram carregamento progressivo até a sua ruptura, a uma velocidade mantida constante através do monitoramento em tempo real pelo software CatmanEasy. Foram registradas as cargas de ruptura assim como o mapeamento das fissuras para posterior identificação da forma de ruptura. Os resultados deste ensaio são expostos a seguir, no Capítulo 4 deste estudo.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados, assim como uma análise dos resultados de cada etapa.

4.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.1.1 Concreto

A resistência característica à compressão do concreto foi determinada pelo ensaio dos corpos de prova cilíndricos conforme prescrito pela ABNT NBR 5739 (2007), que foi realizado no mesmo tempo que as vigas foram ensaiadas. A Tabela 5 apresenta os resultados dos ensaios.

Tabela 5: Resistência característica a compressão do concreto

CP	f _{ck} (MPa)
1	18,01
2	19,05
3	21,55
Média	19,54
Desvio Padrão	1,34

Fonte: Autoria própria, 2018.

O concreto especificado em projeto possui resistência característica à compressão de 30 MPa, entretanto, o controle tecnológico revelou que o concreto apresentou resistência de apenas 19,54 MPa. Segundo a Empresa X que forneceu o concreto, um dos motivos para este resultado se deu pela baixa precisão do equipamento de pesagem quando operando com pequeno volume de mistura. Para este estudo foi necessário, aproximadamente, 0,20m³ de concreto, ou seja, um volume pequeno de agregados que acabou influenciando o resultado obtido.

Ressalta-se assim a importância do controle da qualidade do concreto, tendo em vista que a resistência à compressão do concreto influencia diretamente na resistência das vigas.

4.1.2 Plástico

Os ensaios de tração nos estribos de plástico permitiram determinar a sua tensão de ruptura. Sendo cada ramo vertical com seção transversal de 35 mm², a resistência a tração média dos estribos encontrada foi de 20,8 MPa, conforme Tabela 6. Almeida, Oliveira e Melo (2016) obtiveram em seu estudo, para os estribos de plástico por eles utilizados, uma resistência à tração de 21 MPa. Ressalta-se que os estribos utilizados neste estudo não são os mesmos utilizados pelos pesquisadores, entretanto os resultados se mostraram muito semelhantes. Os pesquisadores determinaram também o módulo de elasticidade do plástico como sendo 0,31 GPa.

Tabela 6: Tensão de ruptura a tração dos estribos de plástico

CP	Força de Ruptura (N)	Tensão de Ruptura (MPa)
1	1438	20,5
2	1448	20,7
3	1448	20,7
4	1468	21,0
5	1478	21,1
6	1438	20,5
7	1468	21,0
8	1498	21,4
9	1418	20,3
10	1468	21,0
Média	1457	20,8
Desvio Padrão	19	0,27

Fonte: Autoria própria, 2018.

Entre todos os estribos ensaiados, pode-se observar uma tendência a ruptura de um dos ramos verticais, que ocorreu após um grande alongamento da peça, conforme observado na Figura 29. Ainda, a carga de ruptura de todos os estribos ensaiados apresenta valores muito próximos, com uma variação de apenas 6%, indicando um bom controle na qualidade da produção dos estribos de plástico.



Figura 29: Ruptura dos estribos de plástico no ensaio a tração
Fonte: Autoria própria, 2018.

Através dos ensaios realizados, o comportamento observado dos estribos de plásticos se assemelha em certa parte ao do aço, com o escoamento da seção transversal, seguido de uma ruptura frágil. Entretanto, percebe-se que a resistência à tração do plástico empregado nos estribos apresenta baixa resistência quando comparado ao aço, representando apenas 3,5% da resistência ao escoamento do aço CA-60, comumente utilizado para a confecção de armadura transversal.

4.2 VIGAS

As vigas foram nomeadas através da letra do grupo a qual pertenciam, seguido da ordem em que foram ensaiadas. O ensaio seguiu a seguinte sequência: Viga Teste, V1A, V1B, V1C, V2A, V2B, V2C, V3A, V3B e V3C. A configuração do sistema de ensaio pode ser observada na Figura 30 abaixo.



Figura 30: Configuração do sistema de ensaio
Fonte: Autoria própria, 2018.

4.2.1 Forma de ruptura

4.2.1.1 Grupo A – estribos de aço a cada 10 cm

Para o grupo A observou-se inicialmente a formação de pequenas fissuras no vão central das vigas, entre os pontos de aplicação de carga, na zona de concreto tracionado, que se propagavam verticalmente conforme o aumento do carregamento. As primeiras fissuras foram registradas a 33 kN (V1A), 29 kN (V2A) e 31 kN (V3A). Durante os estágios iniciais do ensaio também se observou a formação de fissuras de cisalhamento de pequena inclinação e dimensão, na região próxima aos apoios, onde ocorrem os maiores esforços cortantes.

Com o acréscimo das cargas, as fissuras de cisalhamento se propagaram dos apoios em direção aos pontos de aplicação das cargas. Nos estágios finais do carregamento, para as vigas V1A e V3A, ocorreu a formação repentina de uma fissura de cisalhamento em um dos apoios das vigas, resultando na ruptura súbita das mesmas. Foi possível observar ainda, leve esmagamento do concreto junto ao ponto de aplicação da carga no encontro com a fissura.

A viga V2A apresentou comportamento diferente das demais vigas ensaiadas. As fissuras de flexão, assim como as de cisalhamento, foram observadas, porém a ruptura ocorreu devido ao esmagamento do concreto na região comprimida (Figura 32). O padrão de fissuração para as vigas do grupo A pode ser observado nas Figuras 31 a 33 abaixo.

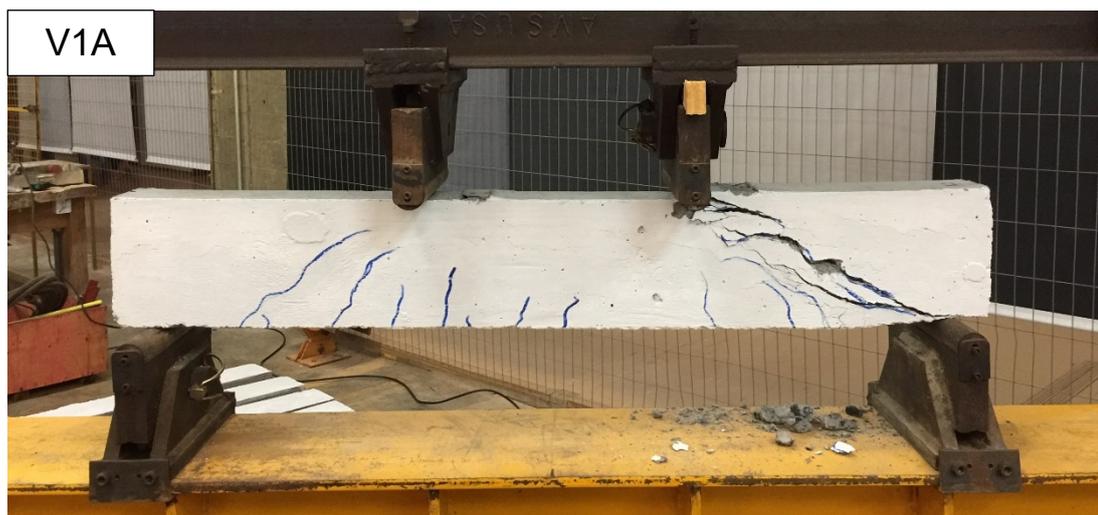


Figura 31: Padrão de fissuração - V1A
Fonte: Autoria própria, 2018.



Figura 32: Padrão de fissuração - V2A
Fonte: Autoria própria, 2018.



Figura 33: Padrão de fissuração - V3A
Fonte: Autoria própria, 2018.

4.2.1.2 Grupo B – estribos de plástico a cada 10 cm

As vigas do grupo B apresentaram comportamento semelhante aos das vigas V1A e V2A, com o primeiro surgimento das fissuras de flexão a 27 kN (V1B), 25 kN (V2B) e 22 kN (V3A).

Assim como observado nas vigas do grupo A, houve a rápida formação de uma fissura de cisalhamento nos estágios finais do carregamento. Entretanto, foi possível observar a expansão gradativa da fissura inclinada após escoamento considerável dos ramos verticais dos estribos de plástico, resultando em uma ruptura menos frágil. O esmagamento do concreto na região de aplicação das cargas foi mais expressivo e visível para este grupo, conforme Figuras 34 a 36.



Figura 34: Padrão de fissuração - V1B
Fonte: Autoria própria, 2018.



Figura 35: Padrão de fissuração - V2B
Fonte: Autoria própria, 2018.



Figura 36: Padrão de fissuração - V3B
Fonte: Autoria própria, 2018.

Devido ao deslocamento do concreto, ocasionado pela magnitude das fissuras, foi possível observar e identificar um padrão para a forma de ruptura dos estribos de plástico junto à extensão da fissura, em todas as vigas do grupo B. O colapso dos estribos ocorreu pela ruptura de um dos ramos verticais próximo ao ramo horizontal, de forma semelhante àquela do ensaio de tração (Figura 29), conforme observado na Figura 37.



Figura 37: Detalhe da ruptura dos estribos de plástico
Fonte: Aatoria própria, 2018.

Foi possível observar também a perda da aderência da armadura longitudinal na região próximo aos apoios (Figura 38), ocasionando, para algumas vigas (V1B, V2B, V1C e V3C), o deslocamento de um bloco de concreto, expondo a armadura longitudinal.



Figura 38: Deslocamento do concreto junto ao apoio
Fonte: Aatoria própria, 2018.

4.2.1.3 Grupo C – estribos de plástico a cada 5 cm

As vigas do grupo C apresentaram comportamento e ruptura muito semelhante às vigas do grupo B. As primeiras fissuras foram registradas a 26 kN (V1C), 21 kN (V2C) e 24 kN (V3C). Novamente foi possível observar a ruptura dos estribos de plástico para todas as vigas do grupo C, da mesma maneira que o grupo

B. O padrão de fissuração para as vigas do grupo C pode ser observado nas Figuras 39 a 41 abaixo.



Figura 39: Padrão de fissuração - V1C
Fonte: Autoria própria, 2018.



Figura 40: Padrão de fissuração - V2C
Fonte: Autoria própria, 2018.

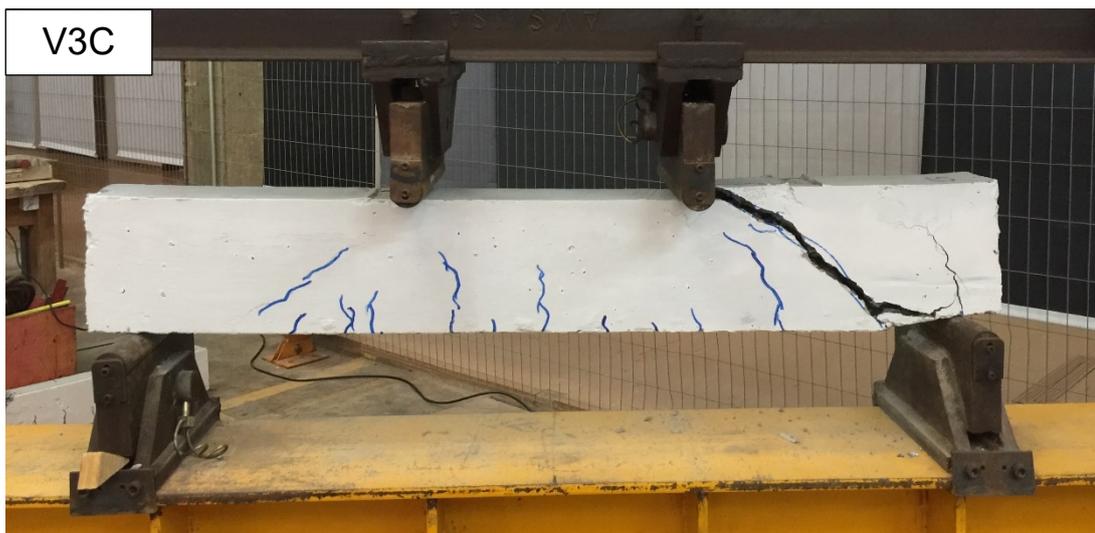


Figura 41: Padrão de fissuração - V3C
Fonte: Autoria própria, 2018.

4.2.1.4 Análise geral das rupturas

A determinação do modo de ruptura das vigas levou em consideração o desempenho das vigas, assim como o padrão de fissuração registrado durante os ensaios. De um modo geral, as vigas sofreram ruptura por cisalhamento, e não por rompimento da biela comprimida, uma vez que as vigas do grupo A (estribos de aço) obtiveram valores de carga de ruptura significativamente maiores daquelas dos grupos B e C (estribos de plástico). Apenas a viga V2A apresentou ruína por esmagamento das fibras comprimidas. A causa desta ruptura pode estar diretamente relacionada com a diferença da resistência obtida para o concreto, em relação ao valor utilizado para os cálculos, ou mesmo com o adensamento insuficiente do concreto.

Para as vigas do grupo A (estribos de aço), observou-se uma ruptura brusca, com a formação de uma fissura principal de pequena abertura, enquanto para as vigas dos grupos B e C (estribos de plástico) a ruptura ocorreu de modo menos frágil, devido ao escoamento do plástico, gerando, entretanto, fendas cujas dimensões excedem 30 mm.

Assim como observado por Almeida, Oliveira e Melo (2016), as vigas se comportaram, de maneira geral, dentro do esperado e com cargas próximas as estimadas teoricamente. Apenas a viga V2A apresentou ruptura de maneira não desejada, com carga acima da esperada.

4.2.2 Carga de ruptura

Na Tabela 7 abaixo, são apresentados os valores das cargas de ruptura registradas experimentalmente para as vigas ($V_{u,e}$) e média para cada grupo ($V_{u,em}$), assim como a força cortante última teórica (V_u), e o ângulo de inclinação de cada fissura e a sua média para cada grupo. Os valores de força cortante última teórica foram estimados para o concreto de 30 MPa. Quando estimados para o concreto de 19,54 MPa, conforme resultado do controle tecnológico do concreto, estes valores são reduzidos para $V_{u,A} = 80$ kN, $V_{u,B} = 31,3$ kN e $V_{u,C} = 34,5$ kN.

Tabela 7: Força cortante última registrada, média, teórica* e ângulo de inclinação das fissuras

CP	Ruptura	$V_{u,e}$ (kN)	$V_{u,em}$ (kN)	V_u (kN)*	Ângulo das fissuras (°)	Ângulo médio (°)
V1A	Cortante	78,29			27	
V2A	Flexão	92,78	83,72	89,8	-	28,0
V3A	Cortante	80,08			29	
V1B	Cortante	39,70			30	
V2B	Cortante	59,56	49,80	40,0	28	29,3
V3B	Cortante	50,14			30	
V1C	Cortante	53,31			34	
V2C	Cortante	41,79	45,04	43,4	33	34,3
V3C	Cortante	40,02			36	

*Valores obtidos considerando $f_{ck}=30$ MPa

Fonte: Autoria própria, 2018.

Abaixo (Figura 42) estão apresentados os ângulos formados pelas fissuras das nove vigas, aferidos com auxílio do software AutoCAD a partir das imagens registradas durante os ensaios. Para a viga V2A, o ângulo não foi registrado, uma vez que não houve a formação de uma fissura de cisalhamento.

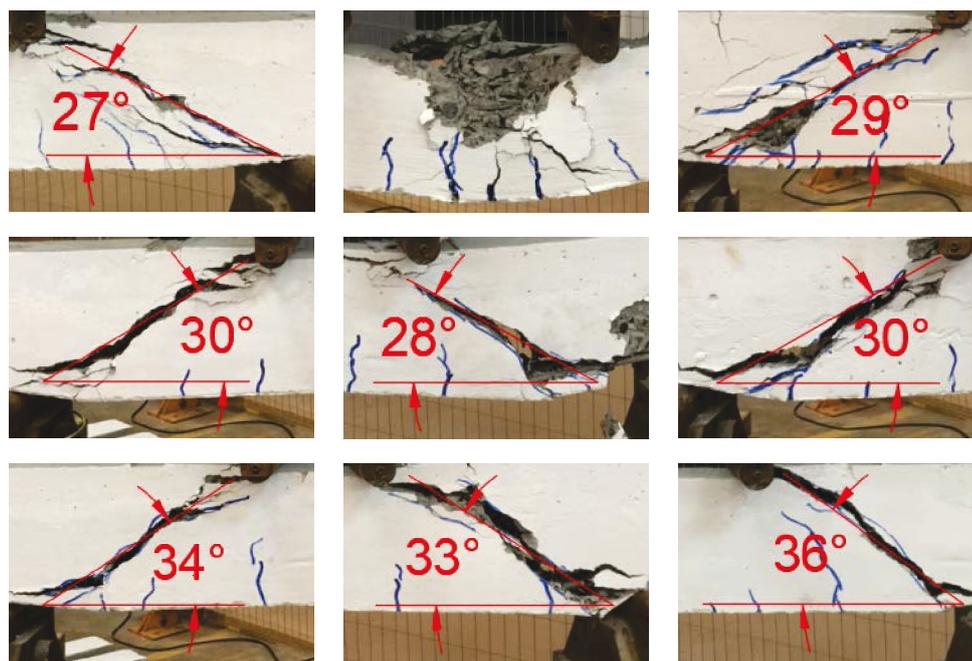


Figura 42: Ângulo das fissuras (Esquerda para direita: V1A, V2A, V3A, V1B, V2B, V3B, V1C, V2C, V3C)
Fonte: Autoria própria, 2018.

Assim como observado por Carelli (2002), percebe-se que quanto maior o ângulo de inclinação, menor a carga de ruptura registrada nos ensaios.

Na Figura 43 são apresentados os valores médios da carga de ruptura obtidas nos ensaios e os seus respectivos valores de desvio padrão. Verifica-se, para os três grupos, que o desvio padrão possui valores muito próximos, demonstrando a consistência dos valores obtidos.

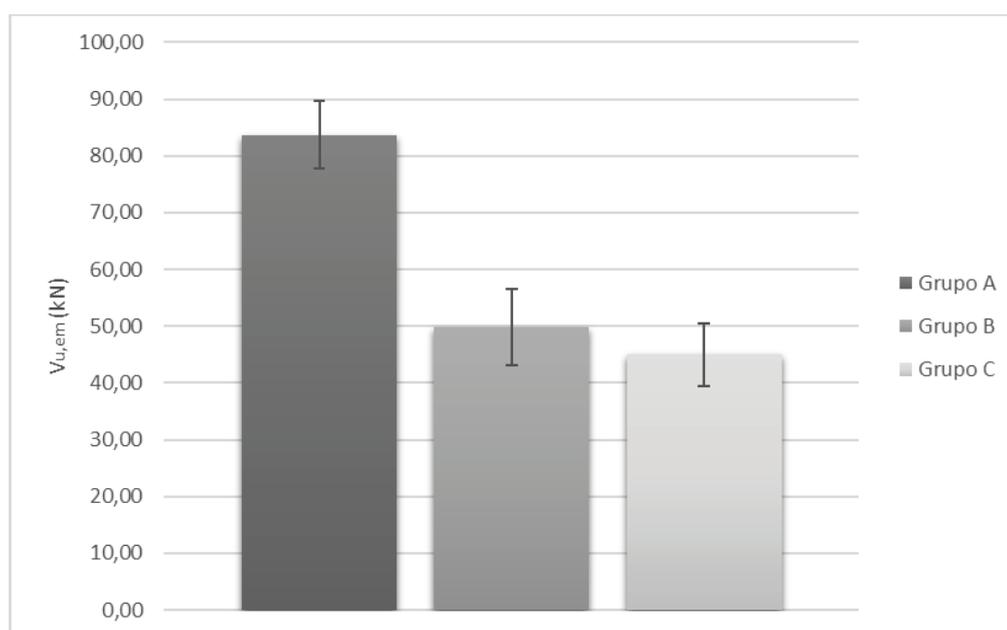


Figura 43: Valores médios de ruptura e desvio padrão
Fonte: Autoria própria, 2018.

A Tabela 8 relaciona o valor de carga de ruptura média obtida experimentalmente ($V_{u,em}$) com a carga última estimada através das equações normativas (V_u).

Tabela 8: Relações entre as cargas de ruptura

Grupo	$V_{u,em}$ (kN)	V_u (kN)*	$V_{u,em} / V_u$	$V_{u,em,A} / V_{u,em,i}$
A	83,72	89,8	0,93	-
B	49,80	40,0	1,25	0,59
C	45,04	43,4	1,04	0,54

*Valores obtidos considerando $f_{ck}=30$ MPa
 Fonte: Autoria própria, 2018.

Nota-se que, para o grupo A (estribos de aço), apenas a viga V2A apresentou valor superior ao estimado teoricamente, sendo esta a mesma viga cuja ruptura foi ocasionada por flexão e não por cisalhamento. Percebe-se, entretanto, que as vigas do grupo A resistiram, em média, 7% a menos que os valores estimados em cálculo. Quando comparados aos valores teóricos estimados considerando $f_{ck} = 19,54$ MPa, os valores de rupturas das vigas do grupo A apresentam valores muito próximos.

Assim como analisado por Carelli (2002), os valores de resistência teóricos (V_u) poderiam ser maiores caso fossem utilizados valores de resistência à tração do aço obtidos de forma experimental e não de valores teóricos, neste caso de 600 MPa. É válido ressaltar que o modelo de cálculo adotado também influencia na capacidade resistente teórica das vigas. Além disso, tais valores possuem relação direta com a resistência a compressão e módulo de elasticidade do concreto, que para este estudo, apresentou resistência inferior àquela especificada.

Ao contrário das vigas do grupo A, as vigas armadas com estribos de plástico (Grupo B e C) apresentaram desempenho, em média, superior àquele estimado pelos cálculos. Registrou-se capacidade resistente 25% maior para o grupo B e de 4% para o grupo C.

Ao mesmo tempo, a carga de ruptura das vigas de plástico foi comparada com aquelas das vigas de referência. Pelos resultados obtidos, percebe-se que as vigas armadas com estribos de plástico, mantido o espaçamento dos estribos de aço, apresentaram carga de ruptura 41% menor. Para as vigas armadas com estribos de plástico com metade do espaçamento, a capacidade resistente foi ainda menor, 46%,

evidenciando a pequena contribuição dos estribos de plástico para a resistência ao cisalhamento.

Observa-se que, apesar da utilização de maior área de plástico por metro linear, as vigas do grupo C apresentaram valores muito semelhantes e, em alguns casos, até inferiores aquelas com menor área de plástico por metro linear.

Por meio dos cálculos da carga de ruptura teórica das vigas (Apêndice A.3), observa-se que a parcela de esforços cortantes resistidas pelo plástico (V_{sp}), para o grupo B, é de 4 kN, enquanto para o grupo C esta parcela equivale a 8 kN. Para as vigas de aço, a mesma resistência (V_{sw}) é estimada em 64 kN, valor este significativamente superior aos demais. Aqui se evidencia o observado por Almeida, Oliveira e Melo (2016), onde as capacidades resistentes registradas no experimento são basicamente resistidas pelo conjunto aço-concreto, não descartadas a contribuição da armadura longitudinal. Também, é válido ressaltar a enorme diferença entre as resistências à tração do plástico e do aço, assim como para o módulo de elasticidade.

Conforme observado por Beber (2003) e Ishihara (2017), na ausência de armadura transversal, os esforços cortantes são absorvidos, teoricamente, apenas pelo concreto, sendo a parcela $V_{sw} = V_{sp} = 0$. Com base nesses valores, torna-se mais evidente a quase desprezível influência dos estribos de plástico na resistência ao cisalhamento das vigas ensaiadas neste estudo.

Tendo em vista esta pequena contribuição, a carga de ruptura das vigas armadas com estribos de plástico registrada acima daquelas calculadas teoricamente, pode ser atribuída a diversos parâmetros que auxiliam na resistência ao cisalhamento. De acordo com Ishihara (2017), são parâmetros com maior representatividade e que não são considerados nos cálculos da ABNT NBR 6118 (2014):

- Armadura longitudinal através do efeito de pino e do engrenamento dos agregados, contribuindo para a transferência de esforços através das fissuras;
- Menor altura útil devida a maior capacidade de controlar a abertura das fissuras;
- Efeito de arco ocasionado pela aplicação da carga mais próxima aos apoios, onde a transferência da força cortante para os apoios ocorre pela compressão inclinada da biela.

- Maior resistência à tração do concreto, uma vez que as fissuras são decorrentes principalmente de tensões de tração.

4.2.3 Comparativo custo x tempo de montagem

Os estribos de plástico, conforme anunciado pelo fabricante, prometem uma economia de 30% em custos e um ganho de 80% em relação ao tempo de montagem, quando comparados ao modelo usual de aço.

Quanto ao custo do material, uma unidade de estribo de plástico é vendida por R\$ 0,43 enquanto um estribo de aço com 52 cm de comprimento e diâmetro de 5 mm, conforme detalhe da Figura 21, custa aproximadamente R\$ 0,28 a unidade. Para este cálculo, levou-se em consideração a tabela de referência de preços de insumos desonerados da SINAPI referente ao mês de abril de 2018, para o estado do Paraná.

Considerando apenas o custo do material, percebe-se que um estribo de plástico custa aproximadamente 153% o custo de um estribo de aço. Entretanto, é válido ressaltar que, para o estribo de aço, é necessário ainda incluir a mão de obra para corte e dobra do material, o que acaba tornando o preço do estribo de aço semelhante ao de plástico. O processo de corte e dobra de estribos de aço por estribadeira automática pode ajudar na redução de custos de mão de obra e desperdícios de material, e, conseqüentemente, na viabilização dos estribos de aço.

Em relação ao tempo para armação das vigas, percebeu-se durante a montagem das vigas deste estudo que o tempo de execução, tanto para as vigas com estribos de plástico quanto para aquelas com estribos de aço, foi semelhante. Tal tempo compara apenas a montagem e não inclui o processo de fabricação dos estribos de aço.

Foi observado ainda dificuldade na montagem das vigas utilizando os estribos de plástico. O espaço existente para encaixe da armadura longitudinal possui pequena folga em relação ao diâmetro da barra, se tornando um pouco difícil o deslizamento da barra pelo estribo. A presença das fendas possibilita que a barra possa ser encaixada, porém é necessário maior esforço, o que se dá ao fato da rigidez do material. As barras retas se mostraram fáceis de montar, enquanto as barras com gancho necessitaram maior esforço para serem encaixadas. Sentiu-se também dificuldade para encaixar os estribos de plástico com o aumento da quantidade de estribos já posicionados.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo geral deste trabalho foi analisar o desempenho do uso de estribos de plástico como armadura transversal em vigas de concreto armado. Para isso, vigas armadas com estribos de aço e com estribos de plástico foram submetidas ao ensaio de flexão Stuttgart, comparando a sua resistência teórica e experimental.

Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que os estribos de plástico não substituem os estribos de aço convencionais com a mesma eficiência, uma vez que sua contribuição para a resistência aos esforços cortantes se mostrou pouco significativa. A carga de ruptura registrada para as vigas armadas com estribos de plástico foi, aproximadamente, 55% inferior a carga de ruptura daquelas de referência, armadas com estribos de aço. Tendo em vista a pequena contribuição do plástico na resistência ao cisalhamento, as vigas armadas com estribos de plástico se assemelham, em comportamento, a vigas sem armadura transversal.

Cabe ressaltar que, para este estudo, o esforço solicitante determinante para o dimensionamento foi o esforço cortante. Em situações usuais, para estruturas de concreto armado, as vigas são, geralmente, submetidas a carregamentos distribuídos, e o fator altura/vão as torna mais suscetíveis aos momentos fletores, e não ao esforço cortante.

Para vigas cujo esforço cortante remete a taxa de armaduras mínima ou ainda quando o concreto é responsável por resistir majoritariamente ao esforço cortante, o uso de estribos de plástico, como armadura transversal, se torna uma opção interessante.

O desempenho obtido acima daquele estimado teoricamente para as vigas armadas com estribos de plástico pode ser atribuído a mecanismos complementares aos de treliça que contribuem para a resistência ao cisalhamento, e que, apesar disso, não são considerados no cálculo da armadura transversal.

Com base nestes resultados, conclui-se que os objetivos gerais e específicos definidos no início deste estudo foram alcançados.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Levando em consideração a escassez de estudos com estribos de plástico, assim como a complexidade dos fatores que interagem nas vigas de concreto armado, é evidente a necessidade de estudos complementares para que se chegue a conclusões mais concretas sobre a sua aplicação em projetos, assim como a sua abordagem por normas técnicas. São sugestões de trabalhos futuros para contribuir ao melhor entendimento deste assunto:

- Realizar ensaios semelhantes aos realizados neste estudo, considerando também parâmetros impostos por normas internacionais;
- Obter resultados experimentais complementares aos analisados neste estudo;
- Estudar a influência dos mecanismos auxiliares na resistência ao cisalhamento;
- Ensaiar vigas com taxa de armadura transversal mínimas armadas com estribos de plástico;
- Estudar a durabilidade e reações do conjunto plástico/concreto;
- Realizar estudos sobre a aplicação de estribos de plástico em pilares de concreto armado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Francisco Carlos França de; OLIVEIRA, Dênio Ramam Carvalho de; MELO, Vander Luiz da Silva. **Vigas de Concreto Armado com Estribos Plásticos**. Engenharia Estudo e Pesquisa, Rio de Janeiro, v. 16, n. 2, p.9-24, jul./dez. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova. Rio de Janeiro, ABNT, 2015.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, ABNT, 2015.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

_____. **NBR 9622**: Plásticos - Determinação das propriedades mecânicas a tração – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 1986.

BARROS, Rodrigo e GIONGO, José Samuel. **Cálculo da área da armadura transversal em elementos lineares de concreto armado submetidas à ação de força cortante: análise comparativa entre os Modelos I e II da NBR 6118: 2003**. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto–CBC. 2008.

BASTOS, Paulo S. Dos Santos. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Notas de aula. Bauru: Unesp, 2017.

BASTOS, Paulo S. Dos Santos. **Estruturas de concreto armado**. Notas de aula. Bauru: Unesp, 2014.

BEBER, Andriei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.

CAMACHO, J. S. **Curso de concreto armado– Estudo do esforço cortante**. Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil. Ilha Solteira, São Paulo, 2004.

CARELLI, Jackson Antonio. **Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes**. Tese (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2015. 415p.

CHAER, Alberto Vilela. **Ensaio de Stuttgart**. Notas de aula - Estruturas de Concreto Armado I. Universidade Católica de Goiás, 2016.

ESMERIS, Miguel Roque. **Estribo plástico para vigas e colunas**. BR nº PI 9703933-0 A, 13 ago. 1997, 09 mai. 1998.

ESTRIBO Fácil Líder 14x7. Disponível em: <https://produto.mercadolivre.com.br/MLB-683377927-estribo-facil-lider-14x7-por-14-38-e-516-_JM>. Acesso em: 05 set. 2017.

FACHIN, O. **Fundamentos de metodologia**. 5th. ed. São Paulo: Saraiva, 2005. 209 p.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: Pini, 2008. 328 p.

Gerdau. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br>>. Acesso em: 10 mar. 2018.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4 ed. São Paulo: Atlas, 2002.

HBM. Disponível em: <<http://www.hbm.com/pt/>>. Acesso em 19 abr. 2018.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. 7. ed. São Paulo, SP: Pearson, 2010. 637 p.

INPI: **Instituto Nacional da Propriedade Industrial**. Disponível em: <<http://www.inpi.gov.br/>>. Acesso em: 23 ago. 2017.

ISHIHARA, Ronaldo. **Avaliação de ensaios experimentais de cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal à luz das normas**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2017.

LEONHARDT, Fritz e MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1977-1983. 6 v.

MacGREGOR, J. G. e WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 6th ed. 2011.

MADARELI Comércio e Distribuição. Disponível em: <<https://www.madareli.com.br/>>. Acesso em: 12 ago. 2017.

ROCHA, Andrea Corrêa et al. **Ensaio de Stuttgart – reprodução em laboratório**. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto–CBC. Florianópolis, 2004.

SILVA, R. C. e GIONGO, J. S. (2000). **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado**. São Carlos: EESC-USP.

SILVA, Walter Palma da. **Disposição em armação para colunas ou similares**. BR nº PI 0202679-1 A, 11 julho 2002, 11 mai. 2004.

SIMÕES, Geraldo; PATRÃO, Valdir da Cruz; DANINI, Vanderley. **Estribo plástico**. BR nº MU 7600963-7 U2, 30 maio 1996, 14 jul. 1998.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de concreto: concreto armado**. 7. ed. São Paulo: Globo, 1993, v. 1.

APÊNDICE A

O dimensionamento segue as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) e o proposto por Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

A.1 – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, partiu-se de um pré-dimensionamento, onde a carga P adotada foi de 35 kN, resultando em um momento de cálculo de 1225 kNcm.

$$\mathbf{KMD} = \frac{M_k}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = \frac{1225 \text{ kN}\cdot\text{cm}}{10\text{cm} \cdot 15,1^2 \text{ cm}^2 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{0,179} \quad (\text{A.1})$$

$$\mathbf{KX} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \mathbf{KMD}}{\alpha_c}}}{\lambda} \quad (\text{A.2})$$

Onde $\alpha_c = 0,85$ e $\lambda = 0,8$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

$$\mathbf{KX} = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \mathbf{0,179}}{0,85}}}{0,8} = \mathbf{0,299}$$

$$\mathbf{KZ} = \left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \mathbf{KX}\right) = 1 - \frac{0,8}{2} \cdot \mathbf{0,299} = \mathbf{0,880} \quad (\text{A.3})$$

$$\mathbf{A_s} = \frac{M_k}{\mathbf{KZ} \cdot d \cdot f_{sk}} = \frac{1225 \text{ kN}\cdot\text{cm}}{0,880 \cdot 15,1\text{cm} \cdot 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{1,81 \text{ cm}^2} \quad (\text{A.4})$$

Assim, empregou-se a utilização de 2 ϕ 8 mm e 1 ϕ 10 mm ($A_s = 1,81 \text{ cm}^2$) como armadura longitudinal para todas as vigas.

A.2 – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL PARA AS VIGAS DE REFERÊNCIA

Para o cálculo da armadura longitudinal utilizou-se as equações 2.12 a 2.26.

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 0,54 \cdot 0,88 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10\text{cm} \cdot 15,1\text{cm} \cdot \text{sen}^2 90^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 45^\circ) \\ &= 107,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verificação dos Estados-Limites Últimos (Equação 2.1):

$$V_{Sd} = 35 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 107,6 \text{ kN}$$

O valor de V_c é dito como $V_c = V_{c1}$ na flexão simples e na flexo-tração cuja linha neutra corta a seção. Interpolando linearmente obtém-se que:

$$V_{c1} = V_{c0} \cdot \frac{V_{Sd} - V_{Rd2}}{V_{c0} - V_{Rd2}}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ctk}^{2/3} = 0,3 \cdot 30^{2/3} \text{ MPa} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,89 \text{ MPa} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctk,inf} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 10\text{cm} \cdot 15,1\text{cm} = 18,4 \text{ kN}$$

$$V_c = V_{c1} = V_{c0} \cdot \frac{V_{Sd} - V_{Rd2}}{V_{c0} - V_{Rd2}} = 18,4 \text{ kN} \cdot \frac{35\text{kN} - 107,6\text{kN}}{18,4\text{kN} - 107,6\text{kN}} = 14,9 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c = 35 \text{ kN} - 14,9 \text{ kN} = 20,1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sen \alpha} \\ &= \frac{20,1 \text{ kN}}{0,9 \cdot 0,151 \text{ m} \cdot 60 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} (\cotg 90^\circ + \cotg 90^\circ) \cdot \sen 45^\circ} = 2,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywK}} \cdot b_w = 0,2 \cdot \frac{2,89 \text{ MPa}}{600 \text{ MPa}} \cdot 10 \text{ cm} = 0,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adotando armadura transversal com diâmetro de 5 mm, o espaçamento pode ser calculado pela seguinte equação, para estribos de 2 ramos:

$$s = \frac{2 \cdot A_{\phi t}}{A_{sw}} = \frac{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2}{2,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 0,16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

Como $V_d = 35 \text{ kN} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} = 72,1 \text{ kN}$ então $S_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 91 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$.

Como $V_d = 35 \text{ kN} \geq 0,20 \cdot V_{Rd2} = 21,5 \text{ kN}$, então $S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 91 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm}$.

A.3 – CÁLCULO DA CARGA DE RUPTURA TEÓRICA DAS VIGAS

A partir da definição do tipo de armadura, assim como o espaçamento adotado (Tabela 4), é possível calcular o esforço solicitante máximo que a viga, teoricamente, resiste. Rearranjando a Equação 2.2 temos que:

$$V_{Sd} = V_c + V_{sw}$$

sendo

$$V_c = V_{c1} = V_{c0} \cdot \frac{V_{Sd} - V_{Rd2}}{V_{c0} - V_{Rd2}}$$

e

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

Logo, o esforço solicitante resistente das vigas (V_u) pode ser calculado como:

$$V_u = 2 \cdot V_{Sd} \quad (A.5)$$

$$V_{Sd} = V_{c0} + V_{sw} - \frac{V_{sw} \cdot V_{c0}}{V_{Rd2}} \quad (A.6)$$

para

$$V_{c0} = 18,4 \text{ kN}$$

e

$$V_{Rd2} = 107,6 \text{ kN}$$

Para o Grupo A:

$$V_{sw,A} = \frac{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 15,1 \text{ cm} \cdot 60 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1 = 31,96 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,A} = 18,4 \text{ kN} + 31,96 \text{ kN} - \frac{31,96 \text{ kN} \cdot 18,4 \text{ kN}}{107,6 \text{ kN}} = 44,9 \text{ kN}$$

$$V_{u,A} = 89,8 \text{ kN}$$

Para o Grupo B:

$$V_{sp,B} = \frac{2 \cdot 0,35 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 15,1 \text{ cm} \cdot 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1 = 2 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,B} = 18,4 \text{ kN} + 2 \text{ kN} - \frac{2 \text{ kN} \cdot 18,4 \text{ kN}}{107,6 \text{ kN}} = 20 \text{ kN}$$

$$V_{u,B} = 40 \text{ kN}$$

Para o Grupo C:

$$V_{sp,C} = \frac{2 \cdot 0,35\text{cm}^2}{5\text{cm}} \cdot 0,9 \cdot 15,1\text{cm} \cdot 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1 = 4 \text{ kN}$$

$$V_{sd,C} = 18,4 \text{ kN} + 4 \text{ kN} - \frac{4\text{kN} \cdot 18,4\text{kN}}{107,6\text{kN}} = 21,7 \text{ kN}$$

$$V_{u,C} = 43,4 \text{ kN}$$