



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ - UFPA
INSTITUTO DE TECNOLOGIA - ITEC
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL - FEC

LEONARDO RIBEIRO LIMA DAMASCENO

**ANÁLISE DO EFEITO DE ARCO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM
ARMADURA TRANSVERSAL**

BELÉM - PA
2024

LEONARDO RIBEIRO LIMA DAMASCENO

**ANÁLISE DO EFEITO DE ARCO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM
ARMADURA TRANSVERSAL**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Faculdade de Engenharia Civil, FEC, da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para obtenção de Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

BELÉM

2024

LEONARDO RIBEIRO LIMA DAMASCENO

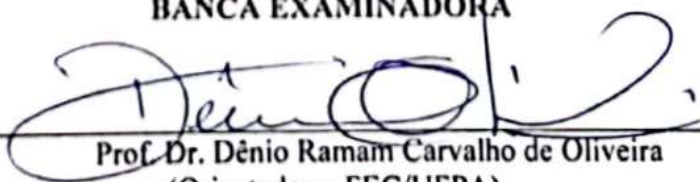
ANÁLISE DO EFEITO DE ARCO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM
ARAMADURA TRANSVERSAL

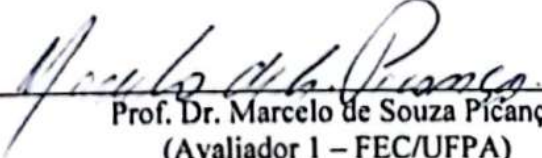
Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Faculdade de Engenharia Civil, FEC, da
Universidade Federal do Pará, como requisito
parcial para obtenção de Grau de Bacharel em
Engenharia Civil.

Conceito: Exc

Data de Aprovação: Belém/PA, 13/8/2024

BANCA EXAMINADORA


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


Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
(Avaliador 1 – FEC/UFPA)

Documento assinado digitalmente



PAULO SERGIO MOTA DOS SANTOS JUNIOR
Data: 21/08/2024 18:24:59-0300
verifique em <https://validar.itl.gov.br>

Prof. Dr. Paulo Sérgio Mota dos Santos Júnior
(Avaliador 2 - SEDUC-PA)

Dedico este trabalho à minha querida tia Luzia, quem ansiou por ver chegar a luz deste dia em vida, mas pelos desígnios de Deus hoje festeja no céu a formatura do seu catuteco. Tenho plena confiança de que a sua intercessão incansável me acompanhou até hoje e há de acompanhar até o último dia da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Como não se poderia deixar de dar, primeiramente, ao Senhor de todas as coisas, ontem, hoje e sempre, Pai, Filho e Espírito Santo, toda honra e glória. Dou-Vos graças, ó Deus, por me sustentar em Vossa misericórdia e mesmo quando não fui merecedor do Vosso Amor, em meio a tantas indas e vindas, na minha inconstância e ingratidão, nunca teres me abandonado à própria sorte. Pois se hoje eu posso dar fim a este ciclo e completar essa etapa tão importante da minha vida, e ao mesmo tempo tão adiada, foi pelas barreiras que eu venci, do orgulho, da procrastinação e da inconsistência, graças ao poder do Vosso Santo Espírito que me conduziu à nova pessoa que se forma hoje, à pretensa imagem de Nosso Senhor Jesus Cristo, o Homem por excelência, e que há de ofertar, com Vossa Graça, todos os dias da sua profissão para o engrandecimento do Reino de Deus.

Agradeço a Nossa Senhora de Fátima, minha mãe e guardiã, quem desde os primeiros dias da minha existência tem me livrado de tantos perigos e aflições que não me permitiriam estar aqui hoje, graças à sua intercessão.

A minha mãe Maria e minha falecida tia Luzia, por todo amor, carinho, disponibilidade, puxões de orelha, dedicação e os sacrifícios; por me formarem como ser humano e cristão; por me ensinarem desde cedo o que de fato importa na vida; e, principalmente, pelas orações, as quais precisei mais do que nunca nesses últimos tempos.

Ao meu pai Edilson e minha irmã Thaís, pelo carinho, disponibilidade, companhia, prestatividade, e por serem exemplo de cuidado e empatia.

Aos meus familiares, em especial minha madrinha Terezinha, que sempre acreditaram no meu sucesso e me ajudaram com suas orações.

Ao meu grande amor, Waléria, fiel companheira, ombro amigo, escuta das minhas horas mais difíceis, sempre atenta e disponível, objeto das minhas afeições e estimas, quem me ensina a amar de verdade todos os dias na simplicidade do ordinário, a quem eu devo senão a maior, mas grande parte desta conquista por todo o apoio que me deu; espero logo, logo retribuir todo o bem que você me fez e ver a sua conquista se realizar. À sua família, que me acolheu como um filho e amigo nos últimos dois anos.

Aos meus velhos colegas Vítor, Matheus, Adson e Daniel pelos momentos desprentensiosos de lazer que me ajudaram a aliviar o estresse dos últimos meses.

Aos meus colegas do GAEMA, em especial aos que estiveram mais próximos de mim na produção desse trabalho, seja na etapa de confecção das vigas – Eloísa, Sr. Elson, Ricardo e Waléria –, experimental – Renan, com sua sabedoria e experiência inspiradoras, Joel, com sua

energia estimulante e bom humor contagiante, Damião, com suas pérolas; enfim, todos com uma dedicação e uma boa vontade admiráveis por um trabalho que adotaram como seu, pelas quais eu não consigo ao menos sonhar em retribuir; a vocês serei eternamente grato – como na etapa de escrita, onde mais bati minha cabeça, mas não a perdi, graças aos senhores Willian, Vander e Paulo. Ao Victor, que me auxiliou também na etapa final, com materiais que foram peça chave para a finalização do meu trabalho. Ao Eduardo, com quem dividi esse projeto por um tempo, e que contribuiu imensamente, de forma intelectual e material, para esse TCC sair do papel. Por fim, um agradecimento especial ao Vitor Hugo, pela prestatividade de realizar os ensaios que faltavam quando nosso laboratório entrou em manutenção, e pelos conselhos.

Aos meus irmãos da CAJU pela intercessão e pelo zelo com minha vida acadêmica e profissional, em especial aos formadores que me acompanharam nesses dois últimos anos.

Ao meu orientador, Dênio. Obrigado pelas orientações nos últimos dois anos e por sempre me incentivar a nunca desistir da pesquisa.

A Mellina, que apesar de não estar mais presente, também fez parte de um bom trecho dessa jornada.

RESUMO

O presente estudo avalia a influência do efeito de arco no comportamento estrutural de vigas de concreto armado com diferentes relações entre vão de cisalhamento e altura útil a/d e mesmas dimensões, além de mesmas taxas de armadura longitudinal (ρ) e dosagens. Nesse intuito, realizaram-se testes experimentais e avaliou-se o desempenho do código de projetos brasileiro, NBR 6118 (2023), em relação à estimativa da resistência última ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem armadura transversal. Na fase experimental do estudo foram realizados 8 ensaios de flexão em três pontos até a ruína das peças. Todas as peças tinham dimensões de (120 x 250 x 1500) mm. A variável analisada foi a razão a/d entre o vão de cisalhamento das vigas a – correspondente à distância entre o ponto de aplicação de carga e o ponto de reação mais próximo – e a sua respectiva altura útil d , com valores iguais a 1,0; 1,5; 2,0; e 2,5. O tipo de agregado graúdo utilizado foi a pedra britada, com diâmetro máximo (d_{\max}) igual a 9,5 mm. Nesta pesquisa foram dispensados os estribos em todas as vigas, exceto nas regiões dos apoios e dos pontos de aplicação da carga, onde manteve-se a armadura transversal para evitar falhas precoces em tais pontos devido ao acúmulo de tensão. Nas análises do código de projetos, foram avaliadas as prescrições da NBR 6118 (2023) de acordo com a dispersão e o conservadorismo dos resultados encontrados. Observou-se que a relação a/d teve uma forte influência sobre o comportamento resistente das vigas de concreto armado, o que pode ser explicado pela atuação do efeito de arco. As vigas com a/d igual a 1,0 e 1,5 apresentaram o efeito de arco de forma mais evidente, o que se constatou pela configuração de suas fissuras e pelos acréscimos de resistência ao cisalhamento obtidos, de 25% e 12%, respectivamente, em relação às vigas de referência, onde o efeito de arco foi suprimido, acompanhados de incrementos aproximadamente proporcionais de deslocamento vertical (50% e 27%, respectivamente). A norma nacional, em média, previu com boa precisão (94%) as cargas de ruptura das vigas em estudo, no entanto, teve melhor desempenho nas estimativas dos elementos em que o efeito de arco foi suprimido.

Palavras-chaves: Viga, concreto armado, cisalhamento, efeito de arco, vão de cisalhamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Componentes de tensões σ no plano x-y (B) e plano principal (C)	17
Figura 2.2: Trajetória das tensões principais em vigas não fissuradas	18
Figura 2.3: Modelo de Treliça para vigas de concreto submetidas a esforço cortante	19
Figura 2.4: Representação da Treliça clássica	20
Figura 2.5: Viga com superposição de treliças e estribos inclinados (A) e retos (B)	22
Figura 2.6: Efeito da relação a/d na resistência ao cisalhamento de vigas em estribos	23
Figura 2.7: Formação de arco em vigas parede, $a/d = 0,5$ a $2,0$	24
Figura 2.8: Mecanismo de transferência de esforços cortantes em vigas de concreto armado	25
Figura 2.9: Modo de secção dos agregados	28
Figura 2.10: Fissura característica do efeito de arco durante o ensaio de cisalhamento em viga de concreto armado com estribos no LEC/UFPa, antes da ruptura a e após a ruptura (B)	29
Figura 2.11: Ação do arco ou de pórtico atirantado nas proximidades dos apoios	30
Figura 3.1: Detalhamento e configuração do ensaio das vigas com relações a/d iguais a $1,0$ a ; $1,5$ (B); $2,0$ (C) e $2,5$ d	38
Figura 3.2: Detalhamento das armaduras das vigas B _{1.0} e GB _{1.0}	39
Figura 3.3: Detalhamento das armaduras das vigas B _{1.5} e GB _{1.5}	39
Figura 3.4: Detalhamento das armaduras das vigas B _{2.0} e GB _{2.0}	40
Figura 3.5: Detalhamento das armaduras das vigas B _{2.5} e GB _{2.5}	40
Figura 3.6: Corte A-A indicando a seção transversal do detalhamento das armaduras das vigas	40
Figura 3.7: Corte longitudinal da forma das vigas B _{1.0} , B _{1.5} , B _{2.0} e B _{2.5}	41
Figura 3.8: Corte longitudinal da forma da viga GB _{1.0}	41
Figura 3.9: Corte longitudinal da forma da viga GB _{1.5}	42
Figura 3.10: Corte longitudinal da forma da viga GB _{2.0}	42
Figura 3.11: Corte longitudinal da forma da viga GB _{2.5}	42
Figura 3.12: Corte B-B evidenciando o detalhamento das seções transversais das formas das vigas B _{1.0} , B _{1.5} , B _{2.0} e B _{2.5} a e GB _{1.0} , GB _{1.5} , GB _{2.0} e GB _{2.5} (B)	42
Figura 3.13: Representação tridimensional da forma da viga GB _{1.0}	43
Figura 3.14: Armadura da viga B _{2.0} completamente montada	43
Figura 3.15: Armadura posicionada na forma de uma viga antes da concretagem	44

Figura 3.16: Vigas em processo de cura após a concretagem, rodeadas por seus respectivos corpos de prova.....	45
Figura 3.17: Vigas após execução da desforma	45
Figura 3.18: Vigas após pintura e identificação	45
Figura 3.19: Ensaio de tração realizado no aço	46
Figura 3.20: Ensaios de compressão axial a , compressão diametral (B) e módulo de elasticidade (C) realizados nos corpos de prova.....	47
Figura 3.21: Posição dos EER nas vigas	48
Figura 3.22: Instrumentação das armaduras longitudinais: fixação do extensômetro a , soldagem de fios elétricos (B), revestimento com resina flexível (C), e envolvimento com fita de autofusão d	49
Figura 3.23: Instrumentação da superfície de concreto, com extensômetro fixado na face superior de uma das vigas e soldado a cabos elétricos	49
Figura 3.24: Régua potenciométrica sustentada por estrutura auxiliar com base magnética ...	50
Figura 3.25: Régua potenciométrica sobre aparelho de apoio, posicionada na lateral de viga	50
Figura 3.26: Representação esquemática do posicionamento da cantoneira metálica nas vigas, vistas lateralmente a e frontalmente (B).....	51
Figura 3.27: Cantoneira fixada na face lateral de viga, com régua potenciométrica sob a aba livre.....	52
Figura 3.28: Bomba hidráulica	53
Figura 3.29: Representação esquemática do sistema de ensaio, visto frontalmente	54
Figura 3.30: Representação esquemática do sistema de ensaio, visto lateralmente	55
Figura 3.31: Sistema de ensaio após montagem completa	56
Figura 3.32: Sistema de ensaio após montagem completa, exibindo pórtico de reação.....	56
Figura 3.33: BESSAN DIDAQ-B2 conectado a computador para aquisição de dados	57
Figura 4.1: Curva Tensão-deformação média das barras de aço de 6,3 mm a e 12,5 mm (B).	58
Figura 4.2: Relações carga-deslocamento vertical correspondentes aos grupos de vigas com a/d igual a 1,0 a ; 1,5 (B); 2,0 (C); e 2,5 d	62
Figura 4.3: Deformações na superfície de concreto correspondentes aos grupos de vigas com relação a/d igual a 1,0 a ; 1,5 (B); 2,0 (C); e 2,5 d	64
Figura 4.4: Deformações das armaduras longitudinais correspondentes aos grupos de vigas com relação a/d igual a 1,0 a ; 1,5 (B); 2,0 (C); e 2,5 d	65
Figura 4.5: Padrão de fissuração da viga B _{1.0}	66
Figura 4.6: Padrão de fissuração da viga GB _{1.0}	67

Figura 4.7: Padrão de fissuração da viga B _{1.5}	67
Figura 4.8: Padrão de fissuração da viga GB _{1.5}	68
Figura 4.9: Padrão de fissuração da viga B _{2.0}	68
Figura 4.10: Padrão de fissuração da viga GB _{2.0}	68
Figura 4.11: Padrão de fissuração da viga B _{2.5}	69
Figura 4.12: Padrão de fissuração da viga GB _{2.5}	69
Figura 4.13: Relação $V_u \times V_{NBR}$	73
Figura 4.14: Relação $V_u/V_{NBR} \times a/d$	74
Figura 4.15: Relações $V_u \times a/d$ e $V_{NBR} \times a/d$ para as vigas sem friso a e com friso (B).....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Resumo das características das vigas	37
Tabela 3.2: Característica do traço unitário do concreto	47
Tabela 3.3: Consumo de material para a produção de 1 m ³ de concreto de cada viga.....	47
Tabela 4.1: Resumo das propriedades mecânicas dos aços.....	59
Tabela 4.2: Resultados para o ensaio de compressão dos corpos de prova.....	59
Tabela 4.3: Resultados para o ensaio de resistência a tração por compressão diametral	60
Tabela 4.4: Resultado para o módulo de elasticidade	61
Tabela 4.5: Cargas de ruptura e deslocamentos máximos de cada viga ensaiada	62
Tabela 4.6: Resultados da análise do padrão de fissuração das vigas sem sulco	71
Tabela 4.7: Resultados da análise do padrão de fissuração das vigas com sulco.....	71
Tabela 4.8: Síntese das relações entre cargas últimas de ruptura, forças cortantes máximas e forças cortantes associadas às cargas de ruptura por flexão.....	72
Tabela 4.9: Relação entre as cargas últimas experimentais e as cargas estimadas pela Norma NBR 6118	73

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	Objetivos.....	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	Considerações gerais	17
2.2	Modelos de treliça	18
2.2.1	Treliça clássica.....	18
2.2.2	Modelo de treliça de 45°	20
2.2.3	Modelo de treliça de ângulo variável.....	20
2.3	Comportamento de vigas sem armadura transversal	22
2.4	Mecanismos de transferência de esforços cortantes em vigas sem armadura transversal	25
2.5	Fatores que afetam a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal	26
2.5.1	Resistência à tração do concreto.....	26
2.5.2	Taxa de armadura longitudinal	27
2.5.3	Relação a/d	27
2.5.4	Tamanho da viga (<i>size effect</i>)	27
2.5.5	Diâmetro dos agregados	27
2.6	Efeito de arco.....	29
2.7	Prescrições normativas.....	31
2.7.1	NBR 6118 (ABNT, 2014).....	31
2.7.1.1	Verificação do estado limite último.....	31
2.7.1.2	Modelo de cálculo I	32
2.7.1.3	Modelo de cálculo II.....	34
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	36

3.1	Considerações iniciais.....	36
3.2	Características gerais das vigas.....	36
3.3	Detalhamento das armaduras.....	38
3.4	Execução das vigas.....	41
3.5	Características dos materiais.....	46
3.5.1	Aço.....	46
3.5.2	Concreto.....	46
3.6	Sistema de monitoramento das vigas.....	48
3.6.1	Instrumentação das vigas.....	48
3.6.2	Sistema de ensaio.....	51
3.6.3	Sistema de aquisição de dados.....	57
4	RESULTADOS.....	58
4.1	Considerações iniciais.....	58
4.2	Materiais.....	58
4.2.1	Aço.....	58
4.2.2	Concreto.....	59
4.2.2.1	Resistência à compressão.....	59
4.2.2.2	Resistência à tração.....	60
4.2.2.3	Módulo de elasticidade.....	60
4.3	Relação carga-deslocamento.....	61
4.4	Deformações na superfície de concreto.....	63
4.5	Deformações da armadura de flexão.....	64
4.6	Padrão de fissuração.....	66
4.7	Cargas e modos de ruptura.....	71
4.8	Resistência ao cisalhamento de acordo com códigos normativos.....	72
4.8.1	Resistência ao cisalhamento de acordo com a NBR 6118:2023.....	73
5	CONCLUSÕES.....	76

REFERÊNCIAS.....55

1 INTRODUÇÃO

Conhecer e explicar o efeito de arco em vigas de concreto armado para agregar conhecimento técnico afim de aplicá-los aos elementos estruturais frequentemente usados na construção civil, tais como nas aplicações de edificações de edifícios, estruturas industriais, pontes, viadutos, estádios e outras coisas são os fundamentos bases da qualificação. Sabe-se que as vigas estão sujeitas a vários tipos de solicitações agindo simultaneamente, os mais frequentes são os esforços de flexão e os esforços de cisalhamento e até mesmo torção.

O efeito de arco é a ruptura da viga causada por cisalhamento quando o momento fletor somado com o esforço cortante, após redistribuição dos esforços internos, rompem o concreto na linha da biela comprimida atuantes na região denominada D, formando um arco de raio não uniforme. Para um entendimento mais simples é necessária a compreensão do cisalhamento em vigas. Conforme MACGREGOR & WIGHT (2012), o estudo de rupturas em vigas verificando o cisalhamento permite um campo amplo de pesquisas, isso por que é diversificado dependendo das contribuições relativas da ação na viga, do efeito de arco e da taxa de aço. Esses comportamentos complexos de vigas sem reforço, momentos e cortantes na fissuração inclinada e na ruptura de vigas retangulares é um campo fértil. Em 1968, FENWICK e PAULAY afirmaram que a ruptura das vigas por efeito de força cortante não estava ainda claramente definida, pois os mecanismos responsáveis pelas transferências das forças cortantes são variados, difíceis de medir e identificar, já que após o surgimento das fissuras inclinadas ocorre uma complexa redistribuição de tensões, a qual é influenciada por vários fatores. Sendo assim, cada mecanismo tem uma importância relativa.

Excluindo-se a armadura transversal (estribos), são cinco os mecanismos mais importantes: força cortante na zona de concreto não fissurado; engrenamento dos agregados ou atrito das superfícies nas fissuras inclinadas; ação de pino da armadura longitudinal; ação de arco; tensão de tração residual transversal existente nas fissuras inclinadas. A transferência da força cortante nas vigas de concreto é muito dependente das resistências do concreto à tração e à compressão, por isso a ruptura frágil é uma séria possibilidade, de modo que é muito importante o correto dimensionamento das vigas à força cortante, principalmente nos elementos sob ações de sismos de acordo com BASTOS (2017).

O estudo de cisalhamento em vigas de concreto armado é complexo e de discussões diversas, primeiramente pelo fato de usar-se um modelo-base de treliça no dimensionamento há mais de um século. Além disso, as equações bases empregadas no cálculo das forças e tensões ignoram, em parte, propriedades e características de alguns elementos constituintes das

vigas ao longo dos anos. Por último, o desconhecimento de fenômenos vinculados ao cisalhamento, como é o caso do efeito de arco em vigas, o qual questiona o quanto este estudo carece de pesquisas para enriquecimento da literatura científica no ramo da engenharia e construção. Por tudo isso já mencionado este trabalho se dedica a examinar o efeito de arco em vigas de concreto armado sem estribos.

Para tal, foi analisada a variação da relação a/d de vigas de concreto com o objetivo de verificar a influência do efeito de arco no seu comportamento ao cisalhamento. Ressalta-se que as alturas úteis d de todas as vigas permaneceram iguais a 222 mm, para que a variação desejada se desse por meio de diferentes medidas de vão de cisalhamento a , conferindo valores de a/d iguais a 1,0, 1,5, 2,0 e 2,5. As vigas propostas são consideradas curtas e MCGREGOR (2012) propõe que o efeito de arco seja significativo em vigas onde $1,0 < a/d < 2,5$. Foram ainda confeccionadas vigas de referência que contaram com sulcos para induzir o plano de cisalhamento de forma a suprimir a ocorrência do efeito.

1.1 Objetivos

O presente estudo visa avaliar a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado com supressão das armaduras de cisalhamento, considerando a influência do efeito de arco. Contou-se, para isso, com vigas de referência onde foram aplicados sulcos para reduzir as seções transversais e suprimir o efeito de arco. Como objetivos específicos, têm-se:

- Analisar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado, (sem armadura transversal), quando submetidas ao ensaio experimental visando falha por cisalhamento;
- Avaliar a influência do efeito de arco na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado onde será fixado um valor de “ d ” (altura útil das vigas) e variado o valor de “ a ” (vão de cisalhamento das vigas), além de aplicado um sulco nas vigas de referência, a fim de garantir a supressão do fenômeno nas mesmas;
- Avaliar as estimativas de carga previstas pelas equações de dimensionamento da norma NBR 6118:2023.

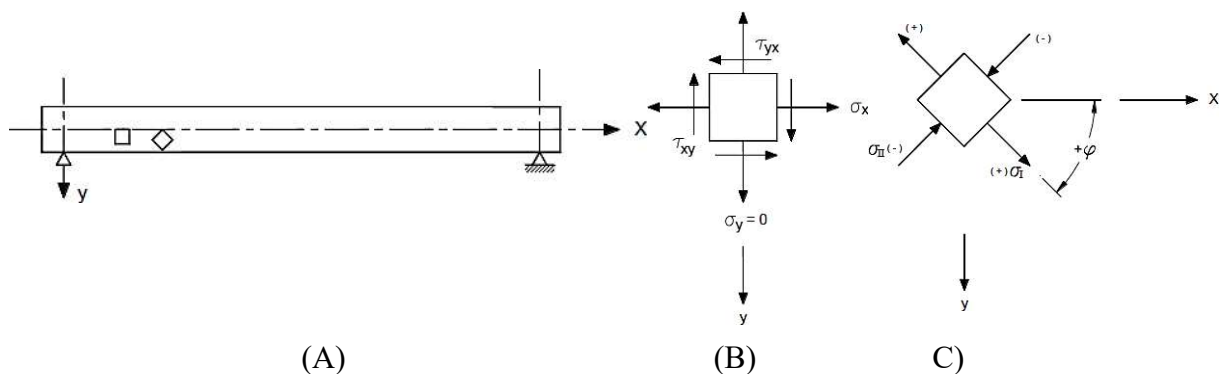
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações gerais

As vigas de concreto armado apresentam três fases distintas na distribuição de tensões, o início de desenvolvimento dos esforços na peça é denominado de Estádio I, onde a aplicação do carregamento não apresentará fissuras, pois as tensões provenientes são menores que a resistência à tração do concreto. O Estádio II origina-se a partir das primeiras fissuras ocasionadas pelos esforços solicitantes serem maiores que as tensões de tração do concreto, quando algum dos elementos estruturais da viga como aço ou concreto ultrapassa o limite elástico e proporcionam deformações excessivas com o início da fase plástica do elemento, caracteriza o início do Estádio III, ou seja, a estrutura estará no seu estado limite último, com posterior colapso caso seja acrescido progressivamente carga.

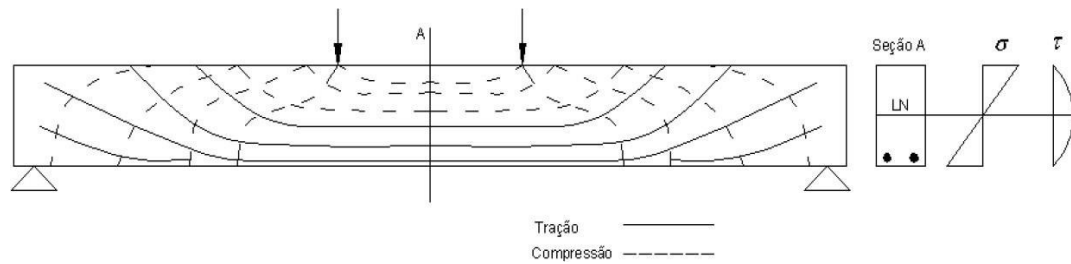
Usando-se como base uma viga prismática composta de material linear-elástico, biapoiada e aplicando um carregamento perpendicular ao eixo longitudinal da viga, são produzidas tensões normais tangentes a face transversal do elemento. Oriundo dos momentos fletores, esses esforços de tração e compressão paralelos surtem no aumento progressivo de esforços cisalhantes, anulando-se nas extremidades do eixo longitudinal e atingindo o máximo ao ponto da linha neutra, tendendo ao deslizamento das interfaces da viga, essas tensões normais de flexão e cisalhamento proporcionam o estado biaxial de tensões, ocasionando planos inclinados segundo a mecânica dos sólidos como visto nas Figura 2.1 e 2.2.

Figura 2.1: Componentes de tensões (A) no plano x-y (B) e plano principal (C)



Fonte: LISBOA et al. (2019, adaptado)

Figura 2.2: Trajetória das tensões principais em vigas não fissuradas



Fonte: LISBOA et al. (2019, adaptado)

2.2 Modelos de treliça

2.2.1 Treliça clássica

No início do século XX, RITTER e MÖRSCH introduziram a clássica “Analogia de Treliça” para a utilização de modelos de treliça associados aos modelos de vigas de concreto armado para o dimensionamento das armaduras. MACGREGOR & WIGHT (2012), conclui que o esquema de treliça é o melhor dos modelos com armadura de cisalhamento. Há mais de meio século essa tem sido a base do dimensionamento das armaduras transversais das vigas de concreto armado estando a muito longe de ser superada. Após várias décadas de estudo, muitas pesquisas sugeriram modificações no modelo originalmente proposto no sentido de aperfeiçoá-lo e adequá-lo aos resultados experimentais, de acordo com SILVA e GIONGO (2000).

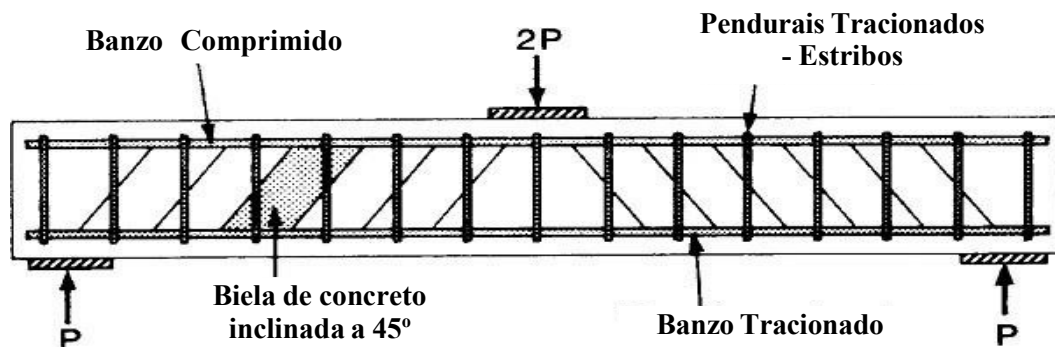
Segundo CARVALHO e FIGUEIREDO (2012), a consideração do modelo serviu para determinar a armadura de cisalhamento necessária ao equilíbrio de uma viga de concreto armado. Dessa maneira, considera-se que o mecanismo resistente da viga no estágio II, fissurada, possa estar associado ao de uma treliça e que as armaduras e o concreto equilibrem, conjuntamente, o esforço cortante.

RÜSCH (1981) aponta que desde a criação do modelo, houve mudanças das propriedades físicas e mecânicas do aço e do concreto, como por exemplo, a fabricação de barras corrugadas em substituição às barras lisas, que melhoram a aderência das armaduras, além do aumento das resistências do concreto e do aço. O comportamento de treliça das vigas de concreto armado submetidas à flexão é admitido apenas como uma simplificação do comportamento real. Na realidade, existem outros fenômenos que contribuem para a resistência das forças cortantes como sendo modelos resistentes alternativos ao de treliça. Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1977), MÖRSCH fez uma analogia das fissurações de uma viga isostática com uma treliça de banzos paralelos, diagonais comprimidas a 45° e diagonais de tração com ângulo qualquer entre 45° e 90°.

Na década de 1960, por meio de vários ensaios em vigas, LEONHARDT & WALTHER, concluíram que o modelo de RITTER & MÖRSCH não era consistente, pois o ângulo das bielas era diferente de 45° . Verificou-se que o cálculo por meio da treliça de RITTER & MÖRSCH conduzia a uma armadura transversal exagerada, ou seja, a tensão real atuante na armadura era menor que a obtida pelo modelo de treliça, CARVALHO & FIGUEIREDO (2012).

O modelo teórico, associado à viga de concreto armado, apresenta dois banzos paralelos, um comprimido em concreto, o outro tracionado, formado pela armadura longitudinal. Esses dois banzos, submetidos a esforços com sentidos opostos, equilibram o momento fletor. Além dos banzos mencionados, o modelo de treliça também apresenta bielas diagonais comprimidas (em concreto) e pendurais tracionados (estribos), como mostra a Figura 2.3. Como as diagonais comprimidas são delimitadas pelas fissuras, o ângulo de inclinação das bielas, θ , é dado pela inclinação das fissuras.

Figura 2.3: Modelo de Treliça para vigas de concreto submetidas a esforço cortante



Fonte: RITTER-MORSCH (1902)

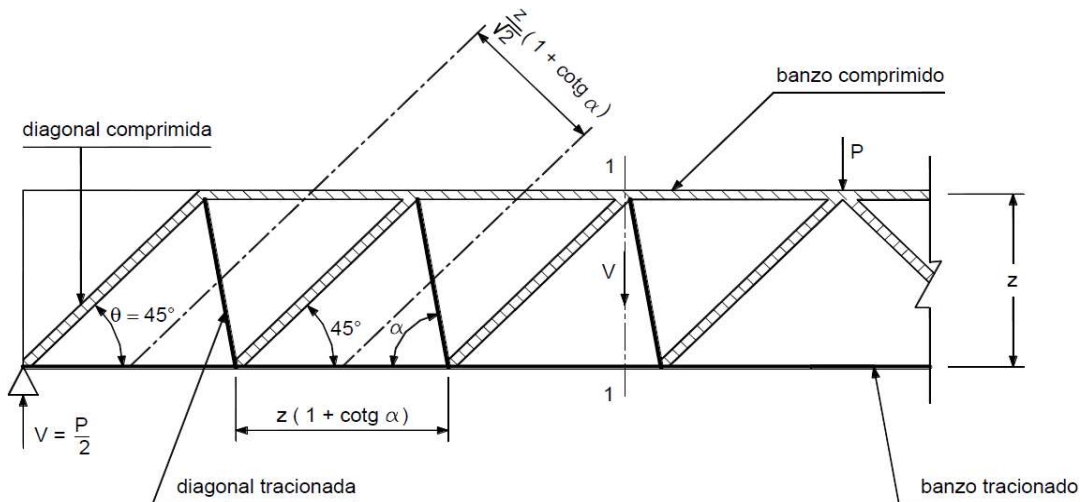
Entretanto VECCHIO e COLLINS (1986) desenvolveram a teoria do campo de compressão modificada, e através do ensaio de vigas fissuradas, conseguiram correlacionar a deformação em torno da seção transversal para determinar o ângulo da biela, pois observou-se a interação constante do concreto em resistir ao cisalhamento, mesmo com aberturas de fissuras na diagonal tracionada. Esse modelo foi aperfeiçoado diversas vezes para adaptar as relações geométricas e construtivas, simplificar a metodologia e conferir praticidade na aplicação do cálculo, como pode ser observado por BENTZ et al. (2006).

O funcionamento como treliça ocorre em virtude da intensa fissuração da viga nas proximidades do estado limite último convencional. É importante destacar o grau de variabilidade que o conceito de bielas e tirantes pode agregar e avaliar o ângulo de variação entre o vão de cisalhamento por altura útil da viga alterando conseqüentemente as bielas e saber o grau de hiperstaticidade entre os nós da treliça potencializa à complexidade do tema.

2.2.2 Modelo de treliça de 45°

RITTER (1899) e MÖRSCH (1902) apresentaram artigos independentes propondo um modelo conceitual no qual as forças que agem em uma viga de concreto armado fissurada foram comparadas com uma treliça. Tanto RITTER (1899) como MÖRSCH (1902) negligenciaram as tensões de tração no concreto fissurado. MÖRSCH (1902) concluiu que seria matematicamente impossível determinar a inclinação da biela, sendo conservador admitir que as tensões de compressão diagonais permaneceriam com inclinação igual a 45°. A Figura 2.4 demonstra uma representação da treliça clássica.

Figura 2.4: Representação da Treliça clássica



Fonte: RITTER-MORSCH (1902)

2.2.3 Modelo de treliça de ângulo variável

Segundo VECHIO e COLLINS (1988), a experiência com a analogia de treliça de 45° demonstrou que os resultados desta teoria são bastante conservativos, particularmente para vigas com pequenas quantidades de armadura de cisalhamento. Por isso, tornou-se corriqueiro adicionar uma parcela empírica as equações da treliça. O ACI 318-11 (2011), por exemplo, modificou o modelo de treliça de 45°, adicionando o que foi denominado de contribuição do concreto. Alternativamente ao modelo de MÖRSCH (1902), pode-se calcular a resistência ao cisalhamento de uma viga utilizando inclinações menores que 45°. O modelo de treliça de ângulo variável foi introduzido em 1978 pelo CEB-FIP. Neste modelo o projetista podia escolher θ variando entre 31° e 59°, intervalo que permanece até hoje.

As considerações de equilíbrio para o modelo de treliça demonstram a existência de quatro incógnitas a serem determinadas no modelo, em contraste com as três equações de equilíbrio disponíveis, insuficientes para encontrar as tensões causadas pelo esforço cortante V

em uma viga. No modelo de treliça tradicional, a falha de cisalhamento de uma viga é determinada por uma das equações admitindo que os estribos escoam ($f_v = f_y$) e $\theta = 45^\circ$. Uma solução para a problemática restante seria admitir a tensão de compressão, f_2 , no concreto no momento da falha, e então encontrar V e θ .

Alternativamente, pode-se admitir que na falha a armadura longitudinal e os estribos escoam, e desta forma, utilizar as equações disponíveis para determinar V e θ . Tais aproximações, que consideram o mecanismo da falha são referidas por VECHIO e COLLINS (1988) como métodos plásticos. Observa-se, ainda, que para valores de θ menores há uma diminuição da quantidade de estribos necessários, no entanto há um aumento da tensão de compressão na alma, bem como da componente longitudinal da força resultante da tensão principal.

Geralmente o modelo de treliça gera um sistema estaticamente indeterminado internamente. Um modelo de treliça estaticamente determinado mais simples pode ser desenvolvido fazendo uso dos procedimentos descritos por MARTI (1985), em cujo modelo considera-se que a força em cada estribo provoque o seu respectivo escoamento e que o membro vertical representa um grupo de estribos dentro do comprimento $jd \cdot \cot\theta$. De maneira semelhante, cada membro diagonal da treliça simplificada representa uma zona de compressão diagonal e com essa simplificação pode-se, então, determinar as forças nos estribos ao longo da viga

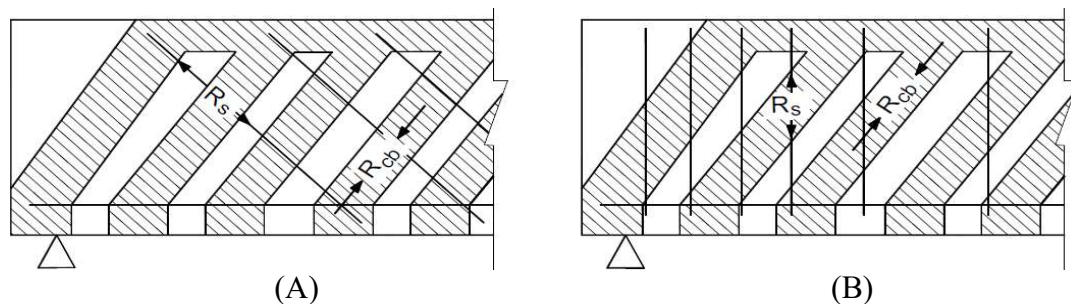
JÚNIOR (2014) demonstra que as forças nos estribos, em uma determinada localização, não estão diretamente relacionadas ao esforço cortante em tal seção. Os estribos entre dois pontos são projetados para resistir ao menor esforço cortante ao longo do comprimento $jd \cdot \cot\theta$. A força cortante provoca tensão não somente na armadura de cisalhamento, mas também na armadura longitudinal e a armadura deve resistir à força devida ao esforço cortante e ao momento fletor em função da distância do centro do apoio até o meio do vão de uma viga biapoiada. Assim, a tensão na armadura longitudinal depende não somente do momento fletor, mas também do esforço cortante aplicado. Esta interação pode ser particularmente importante em regiões onde os momentos são baixos, próximo aos apoios simples, onde a demanda de flexão na armadura longitudinal é baixa, mas a demanda causada pelo esforço cortante pode requerer ancoragem especial. A representatividade do modelo clássico tem por característica:

- Treliça isostática com banzos recebendo tensões normais de tração, compressão e paralelos entre si;
- As bielas são inclinadas com relação ao plano dos banzos;
- A inclinação das armaduras transversais (diagonais tracionadas) pode variar de 45° a 90° , considerando a contribuição da armadura e concreto.

Segundo a ACI-ASCE Committee 445 (1998) esse mecanismo é caracterizado pela contribuição do concreto, sendo principal justificativa para implementação da treliça generalizada. De acordo com RÜSCH (1981), a partir da possibilidade de haver a variação do ângulo dos elementos comprimidos e o grau elevado de hiperestaticidade do conjunto interno da treliça clássica, esse modelo não é adequado para dimensionamento, mas de grande utilidade para percepção do comportamento estrutural. Contudo, se levado em consideração uma treliça no qual apenas as bielas podem ter variação em seu plano inclinado, conservando paralelos os banzos tracionados e comprimidos, é possível obter o cálculo como uma treliça de elementos simples como no caso da treliça clássica. Sendo assim é determinado as tensões nas respectivas diagonais através de um ângulo qualquer θ para inclinação da biela.

É importante ressaltar que diversos autores como VECCHIO e COLLINS (1986) com a teoria do campo de compressão e o modelo simplificado por BENTZ et al., (2006) tentam correlacionar vários fatores para racionalizar o dimensionamento ao cisalhamento com um ângulo de bielas específico para cada tipo de configuração do elemento estrutural. Considerando a existência de vários estribos adjacentes e paralelos entre si, é possível imaginar uma superposição de treliças isostáticas. Porém, para a simplificação dos cálculos as forças nas barras são analisadas como uma treliça simples como visto na Figura 2.5.

Figura 2.5: Viga com superposição de treliças e estribos inclinados (A) e retos (B)



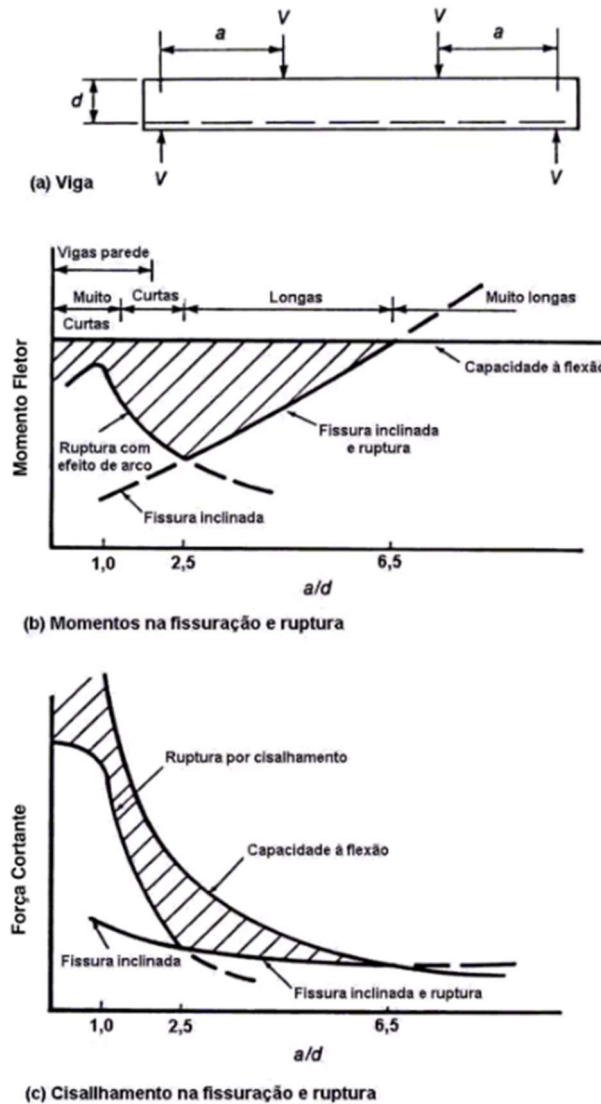
Fonte: LEONHARDT e MÖNNIG (1994)

2.3 Comportamento de vigas sem armadura transversal

Os momentos e cortantes na abertura de fissura inclinada e ruptura de vigas retangulares sem armadura transversal podem ser descritos como uma função da razão entre o vão de cisalhamento a e a altura útil d , como mostra a Figura 2.6, onde a seção transversal da viga permanece constante à medida que o vão varia. O momento máximo (e cisalhamento) que pode se desenvolver corresponde à capacidade de momento nominal M_n , da seção transversal traçada como uma linha horizontal na Figura 2.6b. As áreas sombreadas na figura mostram a redução na

resistência devido ao cisalhamento. A armadura transversal é normalmente fornecida para garantir que a viga atinja a capacidade total de flexão.

Figura 2.6: Efeito da relação a/d na resistência ao cisalhamento de vigas em estribos



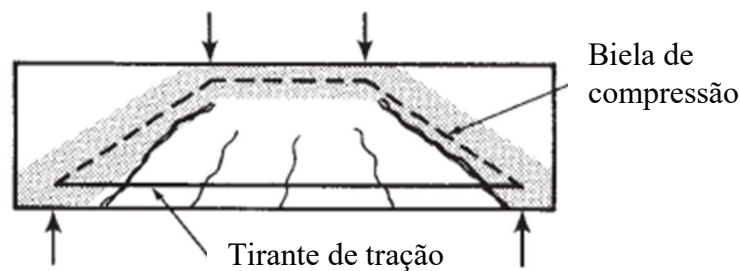
Fonte: Adaptado de MACGREGOR & WIGHT (2012).

Como o momento no ponto onde a carga é aplicada é $M=Va$ para uma viga submetida a cargas concentradas, conforme mostrado na Figura 2.6a, A Figura 2.6b pode ser plotada novamente em termos de capacidade de cisalhamento, como mostrado na Figura 2.6c. O cisalhamento correspondente a uma falha por flexão é a curva superior. Se não forem utilizados estribos, a viga romperá com um cortante dado pela linha de “ruptura por cisalhamento”. Isto é aproximadamente constante para a/d maior que cerca de 2. Novamente, a área sombreada indica a perda de capacidade devido ao cisalhamento. Observa-se que as cargas de formação de fissura inclinada para os vãos de cisalhamento curtos e esbeltos são aproximadamente constantes. Isso

é reconhecido em projeto ao ignorar-se a/d nas equações para o cisalhamento na formação de fissura inclinada. No caso de vigas esbeltas, a formação de fissura inclinada causa ruptura imediata por cisalhamento se não houver armadura transversal.

A Figura 2.6b sugere que os vãos de cisalhamento podem ser divididos em três tipos: vãos de cisalhamento curtos, esbeltos e muito esbeltos. O termo “viga parede” também é usado para descrever vigas com vãos de cisalhamento curtos. Vãos de cisalhamento muito curtos, com a/d de 0 a 1, desenvolvem fissuras inclinadas que se propagam diretamente da carga ao apoio. Essas fissuras, na verdade, destroem o fluxo de cortante horizontal das barras longitudinais para a zona comprimida, e o comportamento muda de ação de viga para ação de arco. Aqui, a armadura serve como o tirante tracionado de um arco atirantado e tem uma tensão de tração uniforme de apoio a apoio (Figura 2.7). O modo de ruptura mais comum nesse tipo de viga é uma falha de ancoragem nas extremidades do tirante tracionado.

Figura 2.7: Formação de arco em vigas parede, $a/d = 0,5$ a $2,0$



Fonte: Adaptado de MACGREGOR & WIGHT (2012)

Vãos de cisalhamento curtos com a/d de 1 a 2,5 desenvolvem fissuras inclinadas e, após uma redistribuição das forças internas, são capazes de suportar carga adicional, em parte pela ação do arco. A ruptura de tais vigas é causada por uma falha de aderência, fendilhamento ou uma falha de pino ao longo da armadura de tração, ou por esmagamento da zona comprimida acima do topo da fissura. Este último é chamado de ruptura de cisalhamento por compressão.

Como a fissura inclinada geralmente se estende mais alto na viga do que uma fissura de flexão, a ruptura ocorre antes que a capacidade à flexão seja alcançada. Em vãos de cisalhamento esbeltos, aqueles que têm a/d de cerca de 2,5 a cerca de 6, as fissuras inclinadas perturbam o equilíbrio a tal ponto que a viga rompe com a carga de formação de fissura inclinada. Vigas muito delgadas, com a/d maior que cerca de 6, rompem por flexão antes da formação de fissuras inclinadas.

É importante notar que, para vigas curtas e muito curtas, uma parte considerável da capacidade de carga após a formação de fissura inclinada é devida à transferência de carga pelas

bielas de compressão. Se a viga não estiver carregada na parte superior e apoiada na parte inferior, essas bielas de compressão não se formarão e a falha ocorrerá com a carga de formação de fissura inclinada ou próximo dela.

2.4 Mecanismos de transferência de esforços cortantes em vigas sem armadura transversal

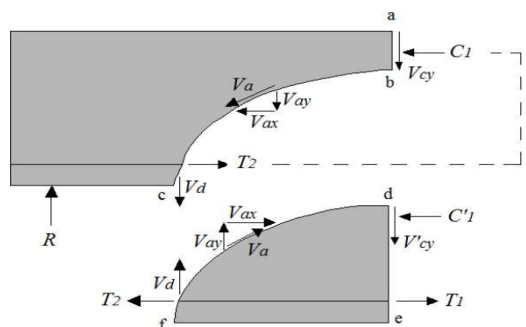
FENWICK & PAULAY (1968) e PENDYALA & MENDIS (2000) julgam que o mecanismo de ruptura de vigas de concreto armado ao cisalhamento não está claramente definido, pois as transferências dos esforços cortantes são diversas, complexas e de difícil aferição, pois com o início das fissuras inclinadas o sistema estrutural segue um padrão não-linear, com redistribuições de tensões, ocasionado por vários fatores seguidos de diferentes ponderações dependentes das características mecânicas próprias da viga, seguindo a caracterização dos materiais intrínsecos e a distribuição espacial dos agregados graúdos.

Segundo LISBOA (2019), vários autores isolaram os fatores de maior predominância no cisalhamento e estimaram o grau de contribuição para eles, porém a interação entre cada um é desconhecida, dificultando a formação de modelos de cálculo mais precisos. O único padrão simplificado para medição de esforços é a armadura transversal, pois exige um mecanismo de menor complexidade para transferência de esforços. A contribuição do concreto é, portanto, responsável pelos formatos de mensuração mais complexa.

Os mecanismos principais de transferência de esforços cortantes em vigas sem armadura transversal indicados por MACGREGOR & WIGHT (2012) e demonstrados na Figura 2.8 são:

- Concreto não fissurado na região do banzo comprimido
- Engrenamento dos agregados
- Ação de pino

Figura 2.8: Mecanismo de transferência de esforços cortantes em vigas de concreto armado



Fonte: MACGREGOR & WIGHT (2012)

Segundo os autores, o cisalhamento é transferido ao longo da linha a-b-c por V_{cy} , o esforço cortante na zona comprimida, por V_{ay} , a componente vertical do esforço cortante transferido ao longo da fissura pelo engrenamento dos agregados presentes nas duas faces da abertura, e por V_d , a ação de pino da armadura longitudinal. Considerando d-e-f a porção da viga abaixo da fissura e somando os momentos em torno da armadura no ponto “e”, têm-se que V_d e V_a causam um momento em torno de “e” que precisa ser equilibrado por uma força de compressão C'_l . O equilíbrio das forças horizontais na seção a-b-d-e mostra que $T_l = C_l + C'_l$ e, finalmente, que T_l e $C_l + C'_l$ precisam equilibrar o momento externo dessa seção.

Conforme a fissura se propaga, V_a diminui, aumentando a fração de cisalhamento resistido por V_{cy} e V_d . O cisalhamento por pino, V_d , leva a uma fissura de fendilhamento ao longo da armadura. Quando essa fissura ocorre, V_d cai, aproximando-se de zero. Quando V_a e V_d desaparecem, V'_{cy} e C'_l desaparecem também, resultando em todo o esforço cisalhante e a compressão sendo transmitido na medida ab sobre a fissura. Nesse ponto da vida útil da viga, a seção a-b está muito curta para resistir às forças de compressão necessárias para o equilíbrio, e como resultado, essa região é esmagada ou se destaca para cima

2.5 Fatores que afetam a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal

Para MACGREGOR & WIGHT (2012), vigas sem armadura transversal rompem quando fissuras inclinadas se formam ou pouco tempo depois da formação. Por isso, a capacidade desses elementos é considerada equivalente ao cortante da fissura inclinada. A carga de formação de fissura inclinada de uma viga é afetada por cinco variáveis principais, as quais são podem ou não ser incluídas em equações de projeto.

2.5.1 Resistência à tração do concreto

A carga de formação de fissura inclinada é função da resistência à tração do concreto. O estado de tensão na alma da viga envolve as tensões biaxiais de compressão e tração principais. Um estado biaxial de tensões semelhante existe em ensaio de tração por compressão diametral, e a carga de formação de fissura inclinada é frequentemente relacionada com a resistência do mesmo ensaio. A abertura de fissuras de flexão que precede as fissuras inclinadas interrompe o campo de tensões elástico a um ponto que as fissuras inclinadas ocorrem a uma tensão de tração principal aproximadamente igual à metade da resistência à tração do concreto para a seção não fissurada.

2.5.2 Taxa de armadura longitudinal

Quando a taxa de armadura longitudinal é pequena, fissuras de flexão alcançam extensões maiores e aberturas maiores do que quando a taxa é maior. Um aumento na largura da fissura ocasiona um decréscimo nos valores máximos das componentes do cortante, V_d e V_{ay} , que são transferidas ao longo das fissuras inclinadas por ação de pino ou pelas tensões cisalhantes na superfície das aberturas. Eventualmente, a resistência ao longo da fissura reduz abaixo do necessário para resistir às cargas, e a viga rompe subitamente por cisalhamento.

2.5.3 Relação a/d

A relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil, a/d , ou M/Vd , afeta o cortante na abertura de fissuras inclinadas e o cortante máximo de trechos de elementos com a/d menor que 2. Os vãos de cisalhamento desses elementos são considerados curtos. Para vãos de cisalhamento mais longos, a/d tem pouco efeito na abertura de fissuras inclinadas de cisalhamento e pode ser negligenciado.

2.5.4 Tamanho da viga (*size effect*)

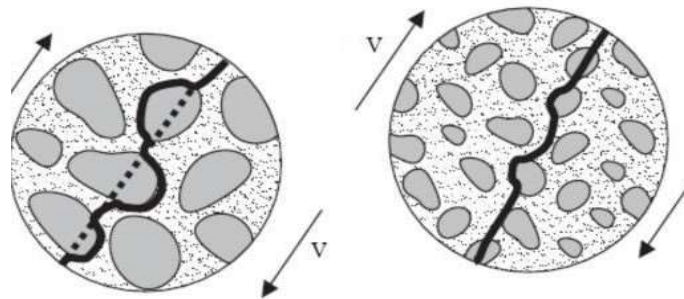
Um aumento na altura total de uma viga com muito pouca ou nenhuma armadura transversal resulta em uma diminuição no cisalhamento máximo para os mesmos valores de resistência à compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal e a/d . Isso se chama efeito de tamanho ou *size effect*. A largura de uma fissura inclinada depende do produto da deformação na armadura que atravessa a fissura e o espaçamento das fissuras. Com o aumento da altura da viga, os espaçamentos entre fissuras e a largura das fissuras tendem a aumentar. Isto leva a uma redução na tensão de cisalhamento máxima, que pode ser transferida através da fissura pelo engrenamento dos agregados. Uma situação instável se desenvolve quando as tensões de cisalhamento transferidas através da fissura excedem a resistência ao cisalhamento. Quando isso ocorre, as faces da fissura deslizam, uma em relação à outra. Em vigas com a armadura transversal mínima, a armadura mantém as faces da fissura unidas de modo que a transferência do cisalhamento ao longo das fissuras pelo engrenamento dos agregados não seja perdido. Como resultado, a redução na resistência ao cisalhamento devido ao tamanho não é observado em vigas com armadura transversal.

2.5.5 Diâmetro dos agregados

Segundo a ACI-ASCE Committee 426 (1973), com início da fissuração em superfícies inclinadas entre dois planos do concreto ocorre a oposição do deslizamento entre as interfaces

por atrito, devido principalmente a rugosidade da matriz e os planos dos agregados graúdos, SWAMY & ANDRIOPOULOS (1974) e POLI et al., (1987), afirmam que a contribuição do agregado apresenta uma difícil aferição, pois caracterização é fundamental para definir o tipo de fissuração, quando a resistência do agregado é maior que o restante da matriz de concreto, a fissura tende a contornar a superfície do agregado, caso o contrário, seccionada. LACHEMI et al., (2005) e HASSAN et al., (2010), indicam que o volume de agregados e diâmetro interferem no modo no traçado das fissuras, independentemente de sua resistência como visto na Figura 2.9.

Figura 2.9: Modo de secção dos agregados



Fonte: LACHEMI LF (2005)

Os principais parâmetros à fricção entre interfaces são o escorregamento da fissura, tensões normais, tensões de cisalhamento e alma da viga. Para POLI et al., (1992), os engrenamentos dos agregados entre as interfaces das fissuras contribuem um considerável aumento de resistência a força cortante, quando ensaiou experimentalmente vigas de concreto armado e protendido, determinou entre 33% a 50% da carga última total é proveniente do engrenamento entre interfaces, outros princípios que o autor considerou foram:

- A influência da largura da fissura e tamanho dos agregados. A relação entre eles é inversamente proporcional para a tensão última entre vigas ensaiadas, quando ocorre o aumento da largura ou diminuição do diâmetro dos agregados, a superfície tende a ficar menos rugosa e conseqüentemente menor permuta de esforços cortantes;
- O uso de armaduras transversais com espaçamento menor e diâmetro pequeno, favorece o engrenamento por ter menor rigidez para dissipar as forças internas de cisalhamento;
- A interação do atrito entre as seções é maior em vigas onde a fissura se desenvolve dentro da alma e menor em fissuras inclinadas oriundas da continuidade das fissuras de flexão.

À medida que o agregado graúdo aumenta o seu diâmetro, aumenta também a rugosidade das superfícies das fissuras, permitindo desta forma, que uma tensão de cisalhamento maior seja transferida através das fissuras. No entanto, em concreto de alta resistência, as fissuras são mais

suscetíveis a penetrar no agregado do que contorná-lo, resultando em uma superfície de fissura mais suavizada, o que por sua vez diminui o cisalhamento transferido pelo engrenamento do agregado. Pode-se perceber que uma viga com um agregado graúdo de diâmetro máximo igual a uma polegada e altura efetiva, d , igual a 40 polegadas, apresenta o carregamento de falha ao cisalhamento igual a aproximadamente 150% do carregamento de uma viga com mesma altura e diâmetro máximo do agregado igual um décimo de polegada.

2.6 Efeito de arco

Efeito de arco é um mecanismo de transferência de esforço cortante que ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos segundo CARELLI (2002). Conforme abordado anteriormente, vigas com a relação a/d menor do que 1 desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Essas fissuras, como a que se apresenta na Figura 2.10, impedem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga. As fissuras inclinadas interrompem o fluxo de tensões da armadura longitudinal para a zona comprimida de forma que a ruptura destas vigas pode ocorrer por falha na ancoragem da armadura longitudinal ou pelo esmagamento do concreto da alma numa zona próxima dos apoios. Vigas que apresentam relação a/d entre 1 e 2,5, desenvolvem fissuras inclinadas e, depois de uma redistribuição interna de forças, são capazes de ainda suportar acréscimos de carregamento.

Figura 2.10: Fissura característica do efeito de arco durante o ensaio de cisalhamento em viga de concreto armado com estribos no LEC/UFPa, antes da ruptura (A) e após a ruptura (B)

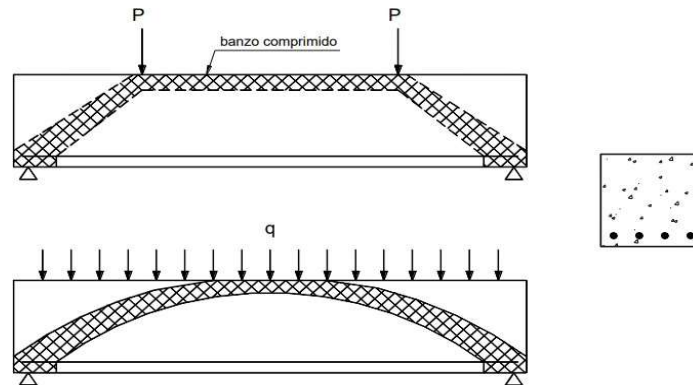


Fonte: NASCIMENTO (2019)

O banzo de concreto comprimido pela flexão inclina-se em direção aos apoios, como mostra a figura 2.11, formando um arco na viga entre os apoios, e a biela comprimida inclinada

que surge absorve uma parte da força cortante. Como consequência, a tração na alma diminui. A ação de arco é o mecanismo dominante de resistência de vigas-paredes submetidas à força cortante com o carregamento externo aplicado na região comprimida.

Figura 2.11: Ação do arco ou de pórtico atirantado nas proximidades dos apoios



Fonte: LEONHARDT (1982)

O efeito de arco consiste em um arco de compressão formado em vigas biapoiadas que apresentam altura de seção transversal relativamente grande em relação ao vão de cisalhamento (vigas curtas), de maneira que se permite que os esforços cortantes sejam transferidos diretamente aos apoios, independentemente da fissuração da alma da viga, conferindo até mesmo um acréscimo de capacidade resistente ao cisalhamento, afirmam MACGREGOR & WIGHT (2012).

A intensidade do efeito arco em vigas, bem como o seu modo de ruptura, está diretamente relacionada com a forma e a posição de aplicação do carregamento (concentrado ou uniformemente distribuído) e a relação entre a altura e o vão da estrutura. Os efeitos da forma e da posição de aplicação do carregamento e da relação entre a altura e o vão da viga podem ser descritos, em vigas com carregamento concentrado, pela relação a/d , isto é, a relação entre o vão de cisalhamento a , que corresponde à distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo, e a altura útil da seção transversal d , dada pela distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração, MACGREGOR & WIGHT (2012). Alguns autores, como LEONHARDT e MÖNNIG (1977), propõem que o efeito de arco seja desprezível quando a relação (a/h) for superior a 3,0, onde h é a altura da viga.

FUSCO (2008) relembra que em vigas altas e curtas, com altura relativamente grande em comparação com o vão, parte do carregamento pode ser transmitida diretamente para os apoios pelo chamado efeito de arco. A aplicação de cargas próximas aos apoios mobiliza também o efeito de arco na transmissão de cargas. Ocorre também em vigas não esbeltas, cuja relação entre

o seu comprimento l e a altura da seção transversal h da viga esteja entre 2 e 8 ($2 < l/h < 8$), assim, a resistência ao cisalhamento cresce por causa do arco, afirma ARAÚZ (2002).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), a força cortante oriunda de carga distribuída, pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada a uma distância $2d$ da face do apoio, constante e igual a esta seção. Quando uma força concentrada for aplicada a uma distância a a $2d$ do centro do apoio, a força cortante poderá nesse trecho de comprimento a , ser reduzida multiplicando-a pela relação $(a/2d)$. A Figura 2.22 ilustra a ação do efeito de arco.

Segundo BASTOS (2017), a ação de arco é o mecanismo dominante de resistência de vigas-parede à força cortante com o carregamento externo aplicado na região comprimida. A resistência ao cisalhamento que a ação de arco proporciona é dependente da forma como as tensões de compressão se acomodam dentro do arco e a intensidade dessas tensões é inteiramente dependente da inclinação do arco, dada pela relação a/d .

2.7 Prescrições normativas

2.7.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A NBR 6118 (2014) apresenta uma correlação com a treliça de Ritter-Mörsch, de banzos paralelos, associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior da peça e representados por uma componente adicional. O desenvolvimento de projeto conforme a norma brasileira consiste na verificação da integridade da treliça, isto é, das forças atuantes nas bielas de concreto e na armadura transversal e não mais baseada na verificação de tensões. Admitem-se dois modelos de cálculos alternativos:

- Modelo I, no qual as diagonais de compressão são inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da peça, e em que V_c é suposto de valor constante;
- Modelo II, em que se admite que essas diagonais tenham inclinação diferente de 45° , arbitrada livremente no intervalo de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Nesse caso, a norma considera a parcela V_c com valores variáveis.

2.7.1.1 Verificação do estado limite último

A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad \text{Eq. 1}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

V_{Sd} :Força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} :Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das bielas (diagonais comprimidas do concreto);

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

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

V_{sw} :Parcela de força cortante absorvida pela armadura transversal.

2.7.1.2 Modelo de cálculo I

2.7.1.2.1 Diagonal comprimida

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{Sd} , assim:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. 3}$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad \text{Eq. 4}$$

2.7.1.2.2 Diagonal tracionada

O cálculo da armadura transversal é dado por

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Eq. 5}$$

A parcela de V_c é dada por:

- Nas peças tracionadas, quando a linha neutra se situa fora da seção

$$V_c = 0 \quad \text{Eq. 6}$$

- Na flexão simples e na flexo-tração, com a linha neutra cortando a seção

$$V_c = V_{c0} \quad \text{Eq. 7}$$

- Na flexo-compressão

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_o}{M_{Sd,máx}} \right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad \text{Eq. 8}$$

Considerando-se que

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. 9}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 10}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad \text{Eq. 11}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Eq. 12}$$

Com f_{ck} em MPa.

Em que:

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

V_{c0} :Valor de referência para V_c quando $\theta = 45^\circ$;

M_o :Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na bordada seção, provocada pelas forças normais de diversas origens, concomitantes com V_d ;

$M_{Sd,máx}$:Momento fletor solicitante de cálculo máximo no trecho em análise;

d :Altura útil da seção;

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

S :Espaçamento entre elementos de armadura transversal A_{sw} , segundo o eixo longitudinal da peça;

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_{ctm} :Resistência média do concreto à tração direta;

$f_{ctk,inf}$:Resistência característica inferior à tração do concreto, que assegura que 95%dos corpos de prova rompidos apresentem tensão de ruptura superior a esta;

f_{ywd} :Tensão de cálculo de escoamento da armadura transversal;

α :Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinalda peça;

θ :Ângulo de inclinação das bielas comprimidas em relação ao eixo longitudinalda

peça;

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

2.7.1.3 Modelo de cálculo II

2.7.1.3.1 Diagonal comprimida

O modelo de cálculo II admite diagonais de compressão de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável livremente entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{Sd}

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad \text{Eq. 13}$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad \text{Eq. 14}$$

2.7.1.3.2 Diagonal tracionada

O cálculo da armadura transversal é dado por

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad \text{Eq. 15}$$

A parcela de V_c é dada por:

- Nas peças tracionadas, quando a linha neutra se situa fora da seção

$$V_c = 0 \quad \text{Eq. 16}$$

- Na flexão simples e na flexo-tração, com a linha neutra cortando a seção

$$V_c = V_{c1} \quad \text{Eq. 17}$$

- Na flexo-compressão

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_o}{M_{Sd,máx}} \right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad \text{Eq. 18}$$

Com

$$V_{c1} = V_{c0} \quad \text{Eq. 19}$$

(quando $V_{Sd} \leq V_{c0}$)

$$V_{c1} = 0 \quad \text{Eq. 20}$$

(quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$)

Interpolando-se para valores intermediários

$$V_{c1} = V_{c0} \cdot \left(\frac{V_{Rd2} - V_{Sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} \right) \quad \text{Eq. 21}$$

Em que:

V_{Sd} :Força cortante solicitante de cálculo;

V_{c1} :Valor de referência para V_c , quando $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo será apresentada a metodologia empregada para avaliar o comportamento de vigas de concreto armado produzidas em laboratório. Serão descritas detalhadamente as características das vigas estudadas, seus materiais constituintes, os métodos de confecção e instrumentação bem como as técnicas aplicadas na condução do programa experimental desta monografia.

O programa experimental do estudo consistiu no desenvolvimento de ensaios no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA). A realização dos experimentos em questão se deu a partir de oito modelos de vigas retangulares individuais, de dimensões (120×250×1700) mm, com a intenção de analisar a influência do efeito de arco na resistência ao cisalhamento das peças a partir da variação dos seus respectivos valores de a/d .

É importante destacar que, apesar de se buscar simular em laboratório a situação de trabalho usual das vigas, os modelos usados não apresentam as mesmas condições de apoio e contorno reais de um pórtico, pois é inexistente a interferência de outros elementos estruturais na transferência de momentos fletores e torsões ou mesmo a contribuição da mesa colaborante à compressão em vigas de seção T. Consequentemente, por serem ausentes pilares ou apoios com rigidez equivalente para transmissão de momentos e esforços cortantes, a simulação tornou-se uma situação isolada de esforços internos solicitantes.

3.2 Características gerais das vigas

Todas as vigas em estudo foram confeccionadas com seção retangular de (120×250) mm, e comprimento total de 1700 mm, com vão efetivo de 1500 mm. Foi utilizado um único tipo de agregado graúdo, sendo esse brita granítica com diâmetro ($d_{máx}$) igual a 19 mm. As características dos demais materiais constituintes do concreto, bem como a proporção entre eles foram mantidas invariáveis para cada viga. As oito vigas do programa experimental foram biapoiadas.

A quantidade e a geometria do conjunto de vigas foram definidas a partir das análises propostas, relacionando o aumento da relação a/d das vigas com a atuação do efeito de arco nas

mesmas (arch effect) a partir da observação da influência que a biela comprimida irá impor. A fim de alcançar a variação desejada de a/d , decidiu-se, por motivos práticos, fazê-lo mediante a alteração do vão de cisalhamento das vigas a , variando-o de 222 mm a 555 mm, enquanto se manteve constante o valor das respectivas alturas úteis d . Outras variáveis mantidas constantes em todas as vigas foram: ρ (%), h , A_s , $d_{máx}$, f_c .

As oito (8) vigas de concreto armado foram, então, divididas em quatro (4) grupo de acordo com as relações a/d das mesmas. Os grupos de vigas foram assim configurados: o grupo 1 compreende as vigas com a/d igual a 1; o grupo 2 compreende as vigas com a/d igual a 1,5; o grupo 3 possui vigas com a/d igual a 2; e o grupo 4 compreende as vigas com a/d igual a 2,5.

Cada um dos 4 grupos de vigas foi composto ainda por dois modelos, que se diferenciavam pela presença ou ausência de um sulco retilíneo com profundidade fixa de 15 mm e comprimento variável. Tal sulco se estendia, em ambas as faces laterais, do topo das vigas, na direção do ponto de aplicação da carga, até o fundo da mesma, na direção do ponto de apoio mais próximo. Por esse motivo, embora a largura (b_w) de cada viga no geral seja de 120 mm, para as estimativas de carga, as vigas com sulco foram consideradas tendo largura (b_w) de 90 mm, devido à profundidade dos sulcos ser igual a 15 mm.

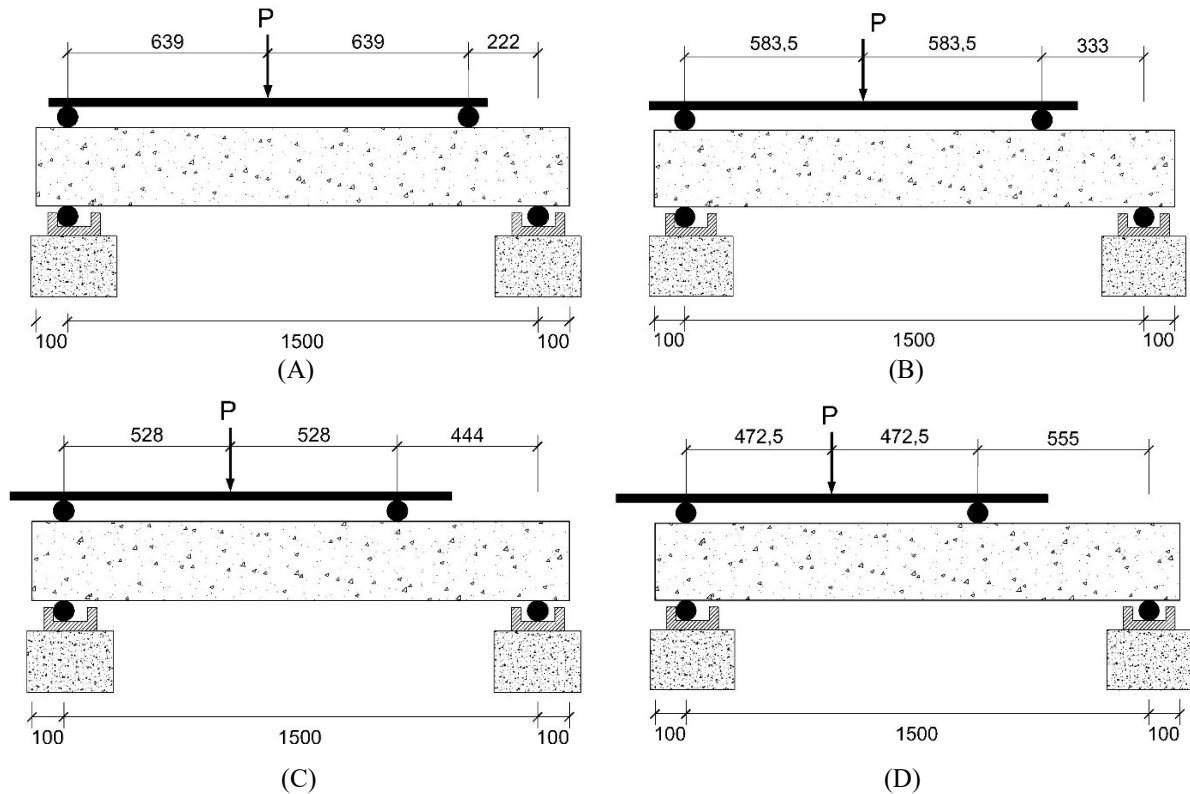
A nomenclatura das vigas destaca a relação a/d utilizada na respectiva viga, sendo representada pelo número subscrito à direita do seu nome. A presença do sulco é representada pela letra “G” (*grooved* – do inglês, com sulco) à esquerda do nome da respectiva viga. A Tabela 3.1 resume as nomenclaturas e principais características das vigas e a Figura 3.1, por sua vez, apresenta o detalhamento das vigas em estudo e a configuração do ensaio das mesmas para relações a/d iguais a 1,0; 1,5; 2,0; e 2,5 respectivamente.

Tabela 3.1: Resumo das características das vigas

Grupo	Vigas	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	f_c (MPa)	d_{max} (mm)	A_s (mm ²)	ρ (%)	Presença de sulco
1	B _{1.0}	120	250	222	222	1,0	30	19	245	0,89	NÃO
	GB _{1.0}	90									SIM
2	B _{1.5}	120			333	1,5					NÃO
	GB _{1.5}	90									SIM
3	B _{2.0}	120			444	2,0					NÃO
	GB _{2.0}	90									SIM
4	B _{2.5}	120			555	2,5					NÃO
	GB _{2.5}	90									SIM

Fonte: Autor

Figura 3.1: Detalhamento e configuração do ensaio das vigas com relações a/d iguais a 1,0 (A); 1,5 (B); 2,0 (C) e 2,5 d



Fonte: Autor

3.3 Detalhamento das armaduras

Todas as vigas que compõem o programa experimental foram dimensionadas de maneira que suas rupturas ocorressem por cisalhamento. Dessa forma, os cálculos para definição da armadura longitudinal se deram com o fim de garantir que as cargas de ruptura por flexão fossem, no mínimo, duas vezes maiores que as cargas de ruptura por cisalhamento.

Assim, utilizou-se nas oito (8) vigas em estudo a mesma armadura longitudinal, isto é, uma área de aço de aproximadamente 245 mm², traduzida em 2 barras de 12,5 mm de diâmetro de aço CA-50, suficientes para garantir a resistência à flexão das vigas no procedimento de ensaio. A taxa de armadura longitudinal correspondente foi de $\rho = \frac{A}{b_w \cdot d} = 0,89\%$ e a altura útil aproximadamente $d = 222$ mm. O cobrimento de concreto usado nas vigas em todas as faces foi igual a 15 mm.

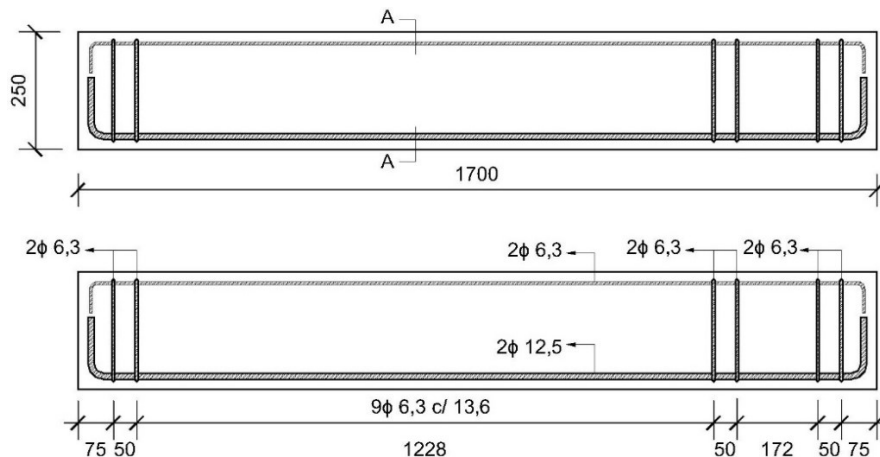
Foram suprimidas as armaduras transversais em todas as vigas na região compreendida entre o ponto de aplicação de carga e o ponto de apoio mais próximo. Essa medida foi adotada com o fim de anular uma das variáveis que influenciam diretamente no cálculo da resistência

ao cisalhamento, isto é, a parcela resistente do aço da armadura transversal, pois neste estudo visa-se avaliar apenas a contribuição à resistência proporcionada pelo concreto.

Na região estendida entre o ponto de aplicação de carga e o apoio mais distante, foram distribuídos estribos de aço CA-50 com diâmetro de 6,3 mm, com distâncias variáveis entre si não maiores que 150 mm. As peças contaram, ainda, com um reforço composto por um par de estribos de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro, espaçados de 100 mm e posicionados em torno do ponto de aplicação de carga e dos pontos de apoio, a fim de evitar o esmagamento localizado do concreto decorrente das concentrações de tensões nessas regiões.

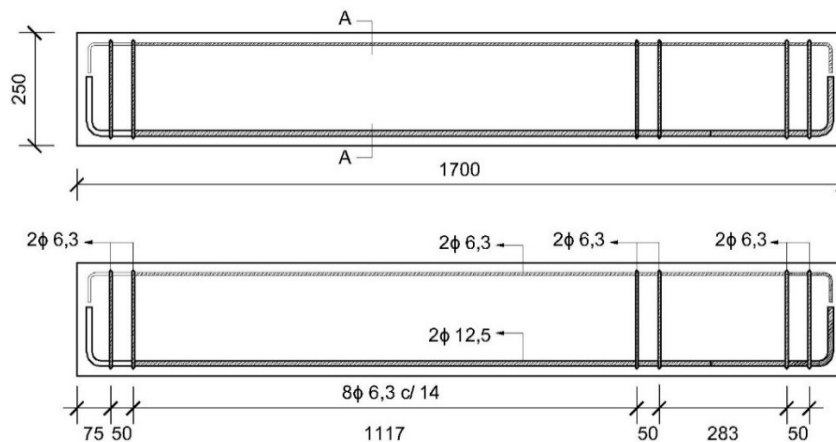
Nas Figuras 3.2 a 3.5, são mostrados os detalhamentos das armaduras das séries de vigas com relações a/d iguais a 1,0; 1,5; 2,0; e 2,5; respectivamente. A Figura 3.6, por sua vez, apresenta o detalhamento do corte indicado na seção transversal A-A.

Figura 3.2: Detalhamento das armaduras das vigas B_{1,0} e GB_{1,0}



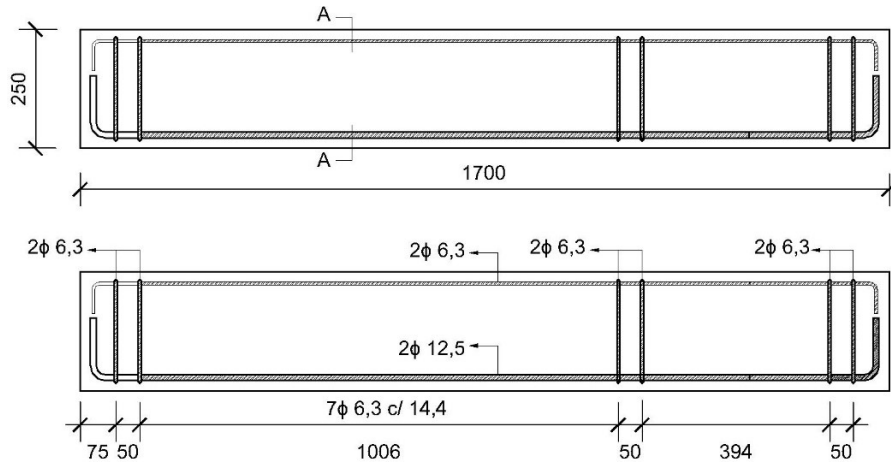
Fonte: Autor

Figura 3.3: Detalhamento das armaduras das vigas B_{1,5} e GB_{1,5}



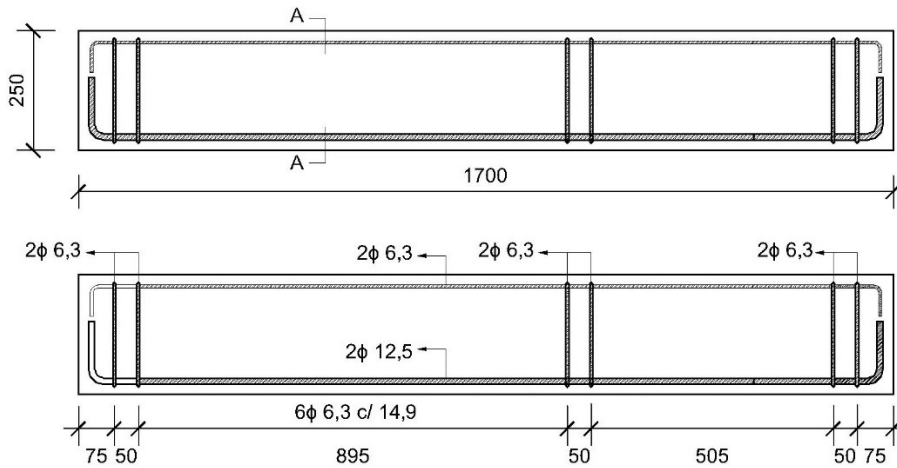
Fonte: Autor

Figura 3.4: Detalhamento das armaduras das vigas B_{2.0} e GB_{2.0}



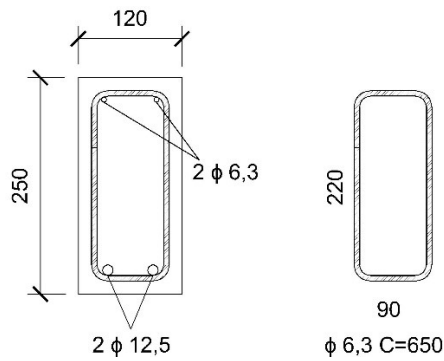
Fonte: Autor

Figura 3.5: Detalhamento das armaduras das vigas B_{2.5} e GB_{2.5}



Fonte: Autor

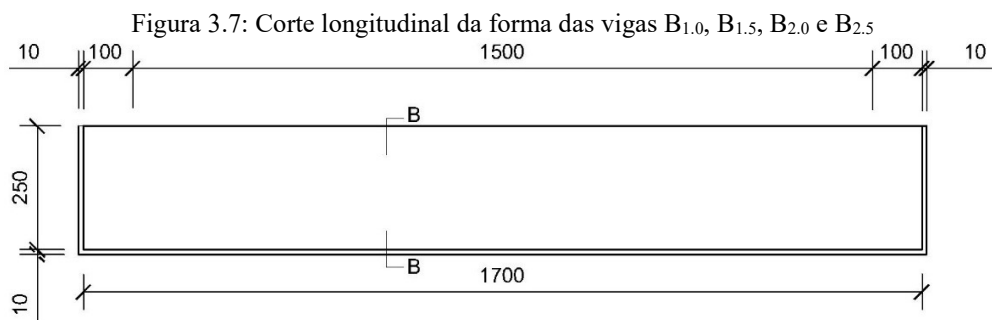
Figura 3.6: Corte A-A indicando a seção transversal do detalhamento das armaduras das vigas



Fonte: Autor

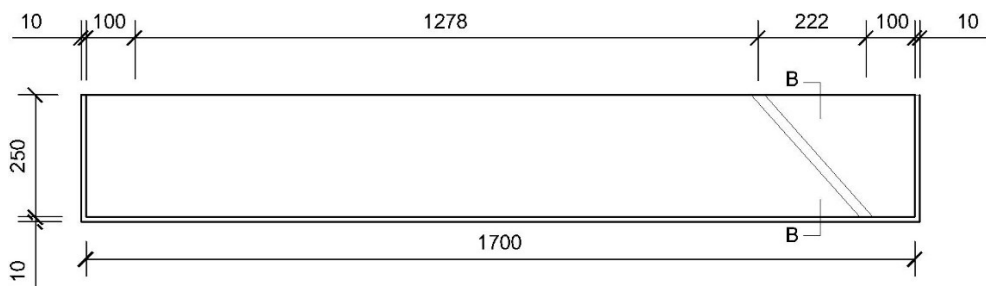
3.4 Execução das vigas

O processo de execução das vigas iniciou com a fabricação das formas. Essas foram confeccionadas com placas de compensado de madeira de 10 mm de espessura por um profissional qualificado, de acordo com as dimensões definidas previamente para as vigas. A execução dos sulcos mencionados anteriormente se deu a partir da fixação de faixas de compensado de madeira de 15 mm de espessura e 20 mm de largura nas faces internas de ambas as placas laterais das formas, de forma que os eixos dessas peças coincidiram tanto com o ponto de aplicação de carga no topo da viga quanto com o ponto de apoio mais próximo no fundo. O detalhamento das formas para cada viga é exibido nas Figura 3.7 a 3.11, enquanto os cortes na seção transversal B-B são detalhados na Figura 3.12. A Figura 3.13, por sua vez, mostra uma representação tridimensional da forma de uma das vigas com sulco, evidenciando o posicionamento dessa estrutura.



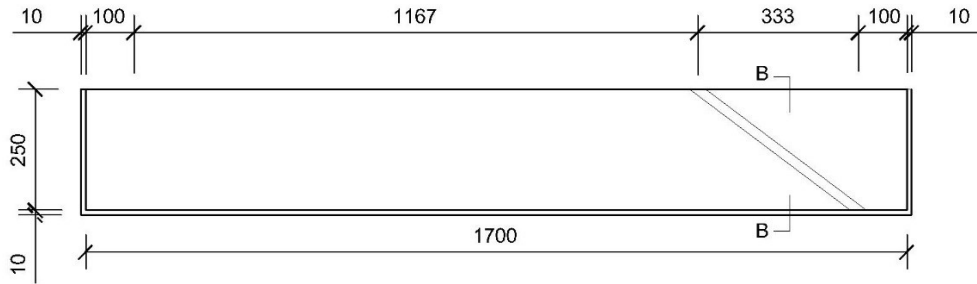
Fonte: Autor

Figura 3.8: Corte longitudinal da forma da viga GB_{1.0}



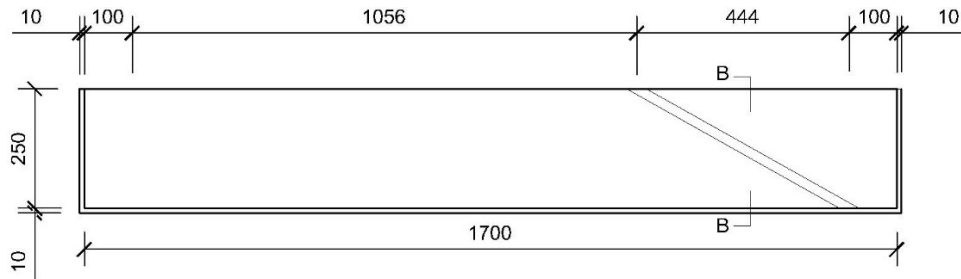
Fonte: Autor

Figura 3.9: Corte longitudinal da forma da viga GB_{1.5}



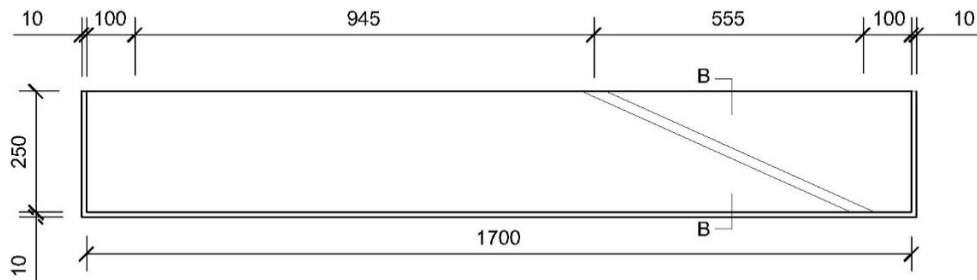
Fonte: Autor

Figura 3.10: Corte longitudinal da forma da viga GB_{2.0}



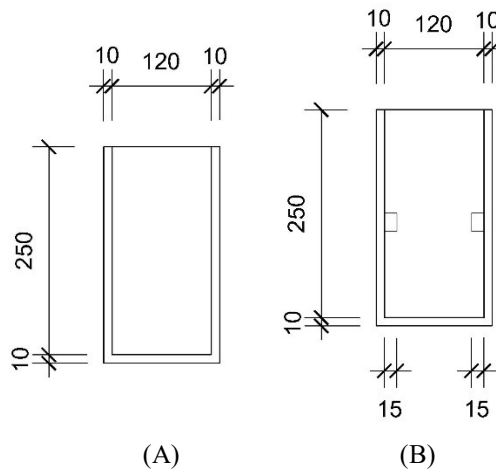
Fonte: Autor

Figura 3.11: Corte longitudinal da forma da viga GB_{2.5}



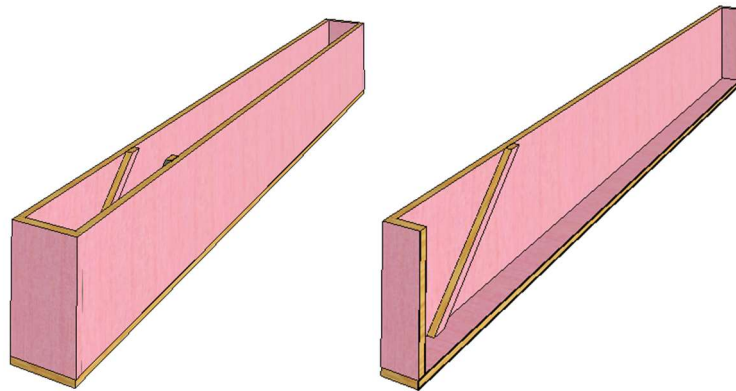
Fonte: Autor

Figura 3.12: Corte B-B evidenciando o detalhamento das seções transversais das formas das vigas B_{1.0}, B_{1.5}, B_{2.0} e B_{2.5} (A) e GB_{1.0}, GB_{1.5}, GB_{2.0} e GB_{2.5} (B)



Fonte: Autor

Figura 3.13: Representação tridimensional da forma da viga GB_{1.0}



Fonte: Autor

Em seguida à execução das formas, foi realizada a montagem das armaduras. Essa etapa iniciou com o corte das barras longitudinais nos comprimentos e quantidades previamente definidos, prosseguindo com sua retificação, dobragem e amarração. A fim de servir como apoio para tais atividades, além de contribuir para sua agilização, foi preparado um gabarito-guia composto de madeira. Após a realização da instrumentação das armaduras, como será explicado a seguir, no item 3.7.1, todas as barras longitudinais e os estribos foram dispostos em suas devidas posições e amarrados com arame recozido de aço com 1,24 mm de espessura. A Figura 3.14 apresenta a armadura de uma das vigas após o processo de montagem.

Figura 3.14: Armadura da viga B_{2.0} completamente montada.



Fonte: Autor

Previamente à execução da moldagem, foi realizada a preparação da forma, a qual consistiu na limpeza da mesma, seguida da aplicação uniforme de líquido desmoldante nas superfícies a serem expostas ao concreto por meio de broxas, com a finalidade de impedir a aderência do compósito à madeira e facilitar a remoção da última sem danificar a superfície do primeiro. Então, no fundo das formas de madeira foram posicionados espaçadores de plástico, sobre os quais as armaduras viriam a ser apoiadas, com o intuito de manter a altura útil constante

para todas as vigas, bem como seu cobrimento. Imediatamente após a colocação das armaduras no interior das formas já preparadas, demonstrada pela Figura 3.15, deu-se início à concretagem.

Figura 3.15: Armadura posicionada na forma de uma viga antes da concretagem



Fonte: Autor

A moldagem das vigas se deu primeiramente pelo lançamento, no interior das formas de madeira, de concreto dosado e preparado no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará em betoneira. Para cada viga preenchida, foram também moldados nove (9) corpos de prova cilíndricos de dimensões (100×200) mm² a partir da mesma mistura de concreto, para realização de posteriores ensaios de propriedades mecânicas do material. Para a moldagem de cada viga e seus respectivos corpos de prova, foram necessários aproximadamente 75 L de concreto, considerando 15% de perdas eventuais. A etapa de lançamento foi seguida, então, pelo adensamento, cuja execução contou com o auxílio de um vibrador tipo agulha de 20 mm de diâmetro; e, por fim, pela regularização da superfície das vigas, bem como a retirada de material excedente.

A cura do concreto se deu em ambiente de laboratório, tendo início assim que a superfície das vigas apresentou resistência à ação da água, isto é, aproximadamente 5 horas após a concretagem, e se estendeu durante 7 dias com a aplicação de sacos de juta submetidos a molhagem regular, como mostra a Figura 3.16. Após o período de cura, a desforma das vigas foi efetuada (Figura 3.17), seguindo-se ao processo de pintura e identificação (Figura 3.18).

Figura 3.16: Vigas em processo de cura após a concretagem, rodeadas por seus respectivos corpos de prova



Fonte: Autor

Figura 3.17: Vigas após execução da desforma



Fonte: Autor

Figura 3.18: Vigas após pintura e identificação



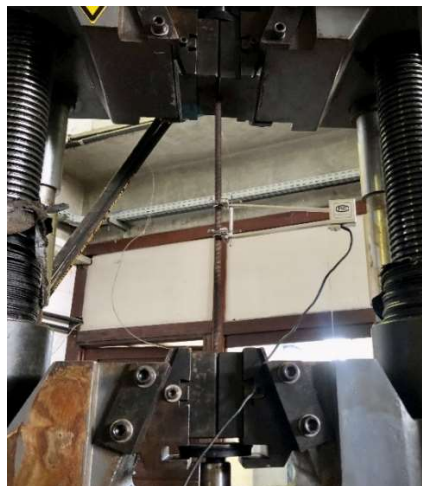
Fonte: Autor

3.5 Características dos materiais

3.5.1 Aço

O aço utilizado nos experimentos foi caracterizado a partir de ensaios de tração realizados em seis amostras de aço CA-50, sendo três com 6,3 mm e três com 12,5 mm de diâmetro, todas de mesmo lote e com 600 mm de comprimento, para a determinação das suas propriedades mecânicas – resistência a tração, módulo de elasticidade, tensão de escoamento e de ruptura – na máquina universal de ensaios do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA. As deformações foram medidas com extensômetros mecânicos e os ensaios seguiram as recomendações da NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2024). A Figura 3.19 mostra o ensaio realizado em uma das amostras de aço.

Figura 3.19: Ensaio de tração realizado no aço



Fonte: Autor

3.5.2 Concreto

Na moldagem dos elementos estruturais empregou-se concreto dosado em laboratório previamente por meio do método IPT-EPUSP, com valor nominal para a resistência especificado em 30 MPa aos 28 dias e abatimento de tronco de cone de 100 a 160 mm, que corresponde à classe de consistência S100, de acordo com a NBR 8953 (ABNT, 2015). As características do traço, compartilhadas por todas as vigas do estudo, são apresentadas nas Tabelas 3.4 e 3.5, sendo na última considerada a produção de 1 m³ de concreto. O agregado graúdo utilizado consistiu em brita de origem granítica com diâmetro máximo de 9,5 mm, enquanto o agregado miúdo foi composto de areia natural fina com módulo de finura igual a 1,65.

Tabela 3.2: Característica do traço unitário do concreto

Traço	Relação água-cimento (a/c)	Teor de argamassa (α)
1:1,75:2,75	0,498	0,50

Fonte: Autor

Tabela 3.3: Consumo de material para a produção de 1 m³ de concreto de cada viga

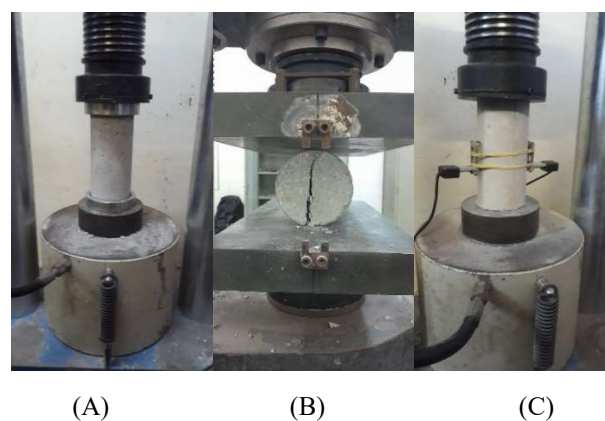
Cimento (kg)	Areia natural (kg)	Brita granítica (kg)	Água (kg)
400,1	700,2	1.100,3	199,4

Fonte: Autor

As propriedades mecânicas dos concretos de cada elemento estrutural foram obtidas experimentalmente a partir de 72 corpos de prova cilíndricos de (100 x 200) mm, sendo 9 moldados com a mistura de uma mesma viga. As amostras foram submetidas a ensaios destrutivos de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade 28 dias após sua confecção, como mostra a Figura 3.20.

A determinação da resistência à compressão dos concretos de cada viga foi estabelecida a partir de ensaios de compressão axial em 3 corpos de prova representativos do mesmo elemento estrutural, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2018). Para a determinação da resistência à tração das vigas também foram utilizados 3 corpos de prova, compostos pela mesma mistura do elemento que representam, de acordo com a NBR 7222 (ABNT, 2011). Os módulos de elasticidade das vigas foram obtidos de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2021), ensaiando-se 3 corpos de prova correspondentes à mesma composição do elemento estrutural.

Figura 3.20: Ensaios de compressão axial (A), compressão diametral (B) e módulo de elasticidade (C) realizados nos corpos de prova



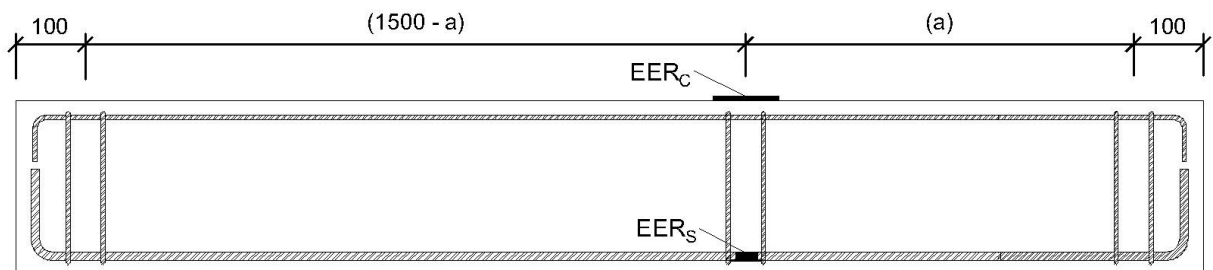
Fonte: Autor

3.6 Sistema de monitoramento das vigas

3.6.1 Instrumentação das vigas

Lançou-se mão de extensômetros elétricos de resistência (EER) com o fim de verificar as deformações específicas das armaduras longitudinais e do concreto na zona comprimida. Os dispositivos foram aderidos diretamente aos materiais de interesse nas posições indicadas na Figura 3.21, onde a representa a distância entre o ponto de aplicação de carga e o apoio mais próximo.

Figura 3.21: Posição dos EER nas vigas

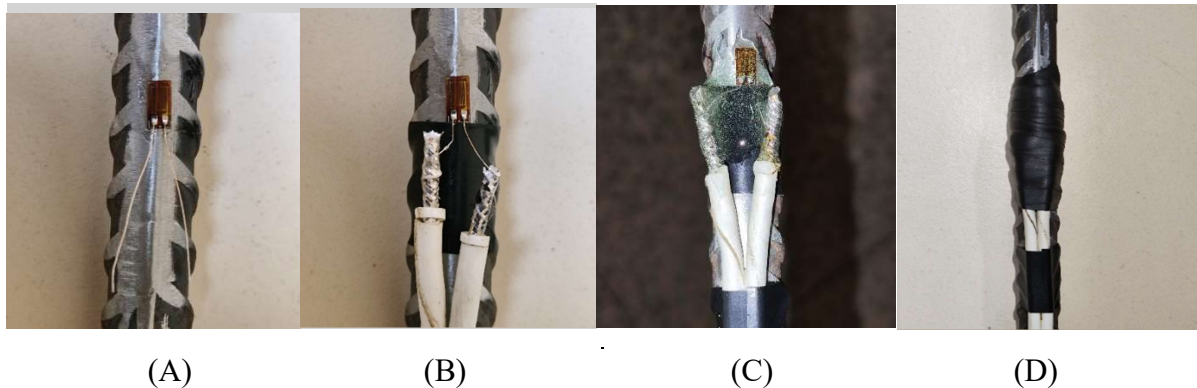


Fonte: Autor

A instrumentação das armaduras longitudinais foi realizada com um EER do tipo PA-06-125AA-120L (nomenclatura adotada EER_S) fixado na altura média de uma das barras de aço de cada viga. Enquanto isso, o concreto foi instrumentado com um extensômetro tipo PA-06-800BA-120L (nomenclatura adotada EER_C) fixado na viga de forma a coincidir seu próprio eixo com o da face superior da peça.

No início do processo de instrumentação das barras de aço, as mesmas foram submetidas à regularização de suas superfícies com o auxílio de uma lima e de folhas de lixa para ferro, a fim de garantir aderência para fixação dos seus respectivos extensômetros, realizada posteriormente com o uso de adesivo de contato (Figura 3.22 A). Com os EER já instalados nas barras, seus terminais foram soldados a um par de cabos elétricos (Figura 3.22 B), cujas extremidades seriam futuramente conectadas ao sistema de aquisição de dados. Os dispositivos foram, então, revestidos com resina flexível da marca Araldite (Figura 3.22 C) e, após a cura completa dessa, envolvidos com fita adesiva de autofusão (Figura 3.22 D), para conferir proteção mecânica ao sistema e, assim, evitar sua danificação até o fim da concretagem.

Figura 3.22: Instrumentação das armaduras longitudinais: fixação do extensômetro (A), soldagem de fios elétricos (B), revestimento com resina flexível (C), e envolvimento com fita de autofusão *d*



Fonte: Autor

A instrumentação do concreto foi realizada nas vigas já moldadas e curadas, iniciando com a aplicação de uma fina camada de resina flexível sobre a face superior dos elementos estruturais com o intuito de regularizar a superfície; seguindo, após a completa cura do produto, com a colagem dos respectivos EER por meio de adesivo de contato; e finalizando com a soldagem de cabos elétricos aos terminais dos extensômetros. A Figura 3.23 mostra o extensômetro fixado na face superior da viga.

Figura 3.23: Instrumentação da superfície de concreto, com extensômetro fixado na face superior de uma das vigas e soldado a cabos elétricos



Fonte: Autor

Para medir os deslocamentos das vigas, fez-se uso de uma régua potenciométrica sustentada por uma estrutura auxiliar (Figura 3.24), sendo essa última presa por sua base magnética a um aparelho de apoio posicionado na lateral da viga durante a fase de montagem do sistema de ensaio, conforme demonstrado na Figura 3.25. A fim de assegurar que os deslocamentos medidos correspondessem aos dos eixos das peças estruturais, foi fixada por meio de adesivo de contato, na face lateral das vigas, uma cantoneira metálica, de forma a

coincidir o eixo longitudinal da aba colada com o ponto de aplicação de carga e o eixo longitudinal da aba perpendicular à primeira com o eixo longitudinal do elemento ensaiado. Em seguida a esse procedimento, a extremidade da haste da régua potenciométrica foi posta sob a aba livre da cantoneira metálica. Um esquema do posicionamento da cantoneira metálica é demonstrado na Figura 3.26 A e B, onde a representa a distância entre o ponto de aplicação de carga e o apoio mais próximo.

Figura 3.24: Régua potenciométrica sustentada por estrutura auxiliar com base magnética



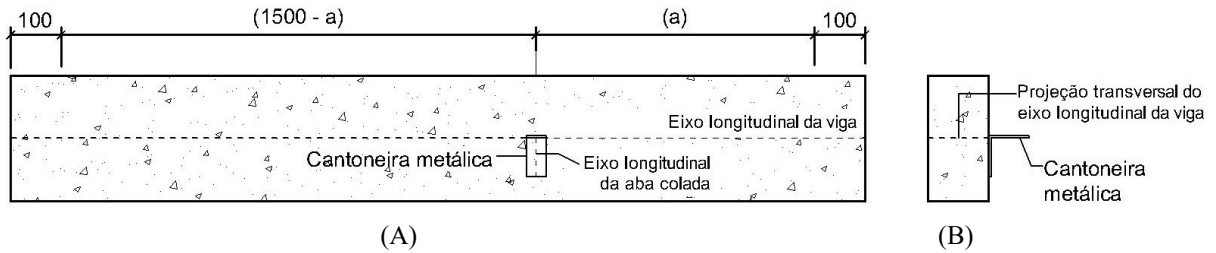
Fonte: Autor

Figura 3.25: Régua potenciométrica sobre aparelho de apoio, posicionada na lateral de viga



Fonte: Autor

Figura 3.26: Representação esquemática do posicionamento da cantoneira metálica nas vigas, vistas lateralmente (A) e frontalmente (B)



Fonte: Autor

3.6.2 Sistema de ensaio

Todas as vigas foram ensaiadas no Laboratório de Resistência dos Materiais (LRM), localizado no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA), sob um sistema de ensaio montado em um pórtico metálico de reação fixado à laje do pavimento do local. Este procedimento teve como principal objetivo obter a resposta dos elementos estruturais estudados à aplicação de carregamentos concentrados.

O processo de montagem do sistema de ensaio deu-se primeiramente com o posicionamento manual de blocos de concreto sob o pórtico de acordo com o vão que seria ensaiado, seguido da colocação de aparelhos de apoio sobre os mesmos. Os referidos aparelhos contavam com roletes que simulavam sistemas de apoio de primeiro e segundo gênero, respectivamente. Foi, então, realizada a movimentação das vigas até o pórtico com a ajuda de uma empilhadeira, bem como sua consecutiva disposição sobre os roletes supracitados, conforme os pontos de apoio previamente definidos.

Após a instalação da viga no pórtico, iniciou-se a fixação dos extensômetros elétricos de resistência (EER) responsáveis pela medição das deformações no concreto, e em cujas extremidades foram, em seguida, soldados fios elétricos. Nessa etapa foi fixada ainda, na face lateral da viga, na direção do ponto de aplicação de carga, uma cantoneira metálica, a fim de facilitar o subsequente posicionamento da régua potenciométrica destinada à medição dos deslocamentos verticais (flechas) dos elementos ensaiados (Figura 3.27). Os fios elétricos ligados aos extensômetros do concreto e do aço, bem como à régua potenciométrica, foram eventualmente conectados ao sistema de aquisição de dados.

Figura 3.27: Cantoneira fixada na face lateral de viga, com régua potenciométrica sob a aba livre



Fonte: Autor

Foi colocado, então, sobre a face superior da viga de concreto, um trilho metálico, apoiado, por sua vez, em dois roletes posicionados nos pontos de aplicação de carga do ensaio, a fim de distribuir igualmente o carregamento para cada um desses. Um cilindro hidráulico, no qual consistia o dispositivo de carregamento do sistema de ensaio, foi fixado ao pórtico de reação. O equipamento, com capacidade de carga de 2000 kN, foi acionado por uma bomba hidráulica (Figura 3.28), e a aplicação de seu carregamento foi medida por uma célula de carga com capacidade para 1000 kN e precisão de 0,5 kN, posicionada entre o cilindro e o pórtico e conectada por fios elétricos ao sistema de aquisição de dados. Ainda, a fim de minimizar os efeitos de segunda ordem provenientes de eventuais excentricidades nos elementos do sistema de ensaio, foi posta entre o cilindro hidráulico e o trilho metálico, uma rótula. As Figuras 3.29 e 3.30 apresentam esquemas representativos do sistema de ensaio visto, respectivamente, frontalmente e lateralmente, enquanto as Figuras 3.31 e 3.32 mostram o sistema de ensaio completo.

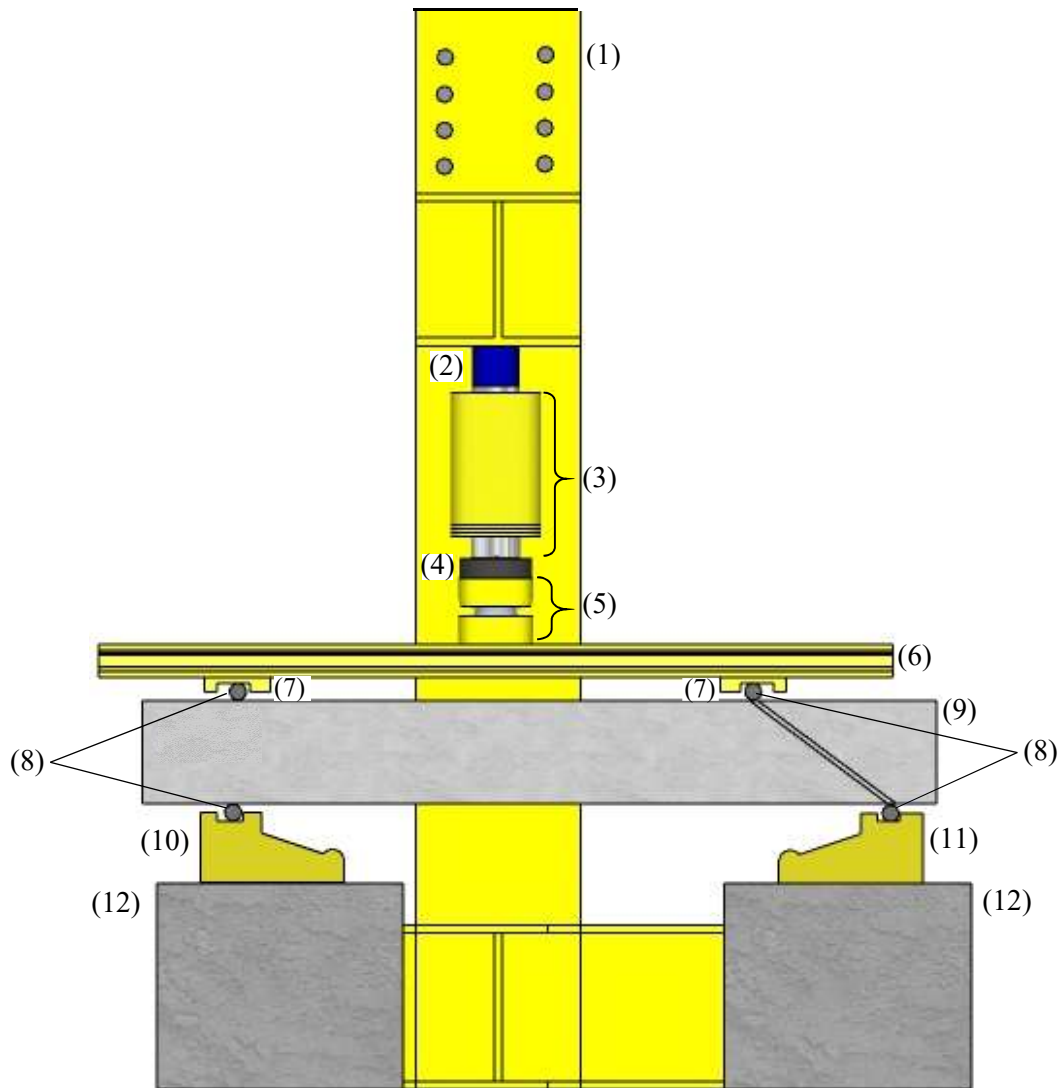
Finalizada a etapa de montagem do sistema de ensaio, deu-se início ao processo de carregamento. Esse foi aplicado no sentido de cima para baixo, no centro do trilho metálico, adotando-se um incremento contínuo de carga até a ruptura da viga. O tempo para conclusão de cada ensaio variou entre 15 e 40 minutos. Para cada incremento de carga foram medidos os deslocamentos verticais e as deformações nas armaduras e no concreto. Também foram mapeadas as fissuras, com o objetivo de averiguar a angulação da fissura crítica de cisalhamento.

Figura 3.28: Bomba hidráulica



Fonte: Autor

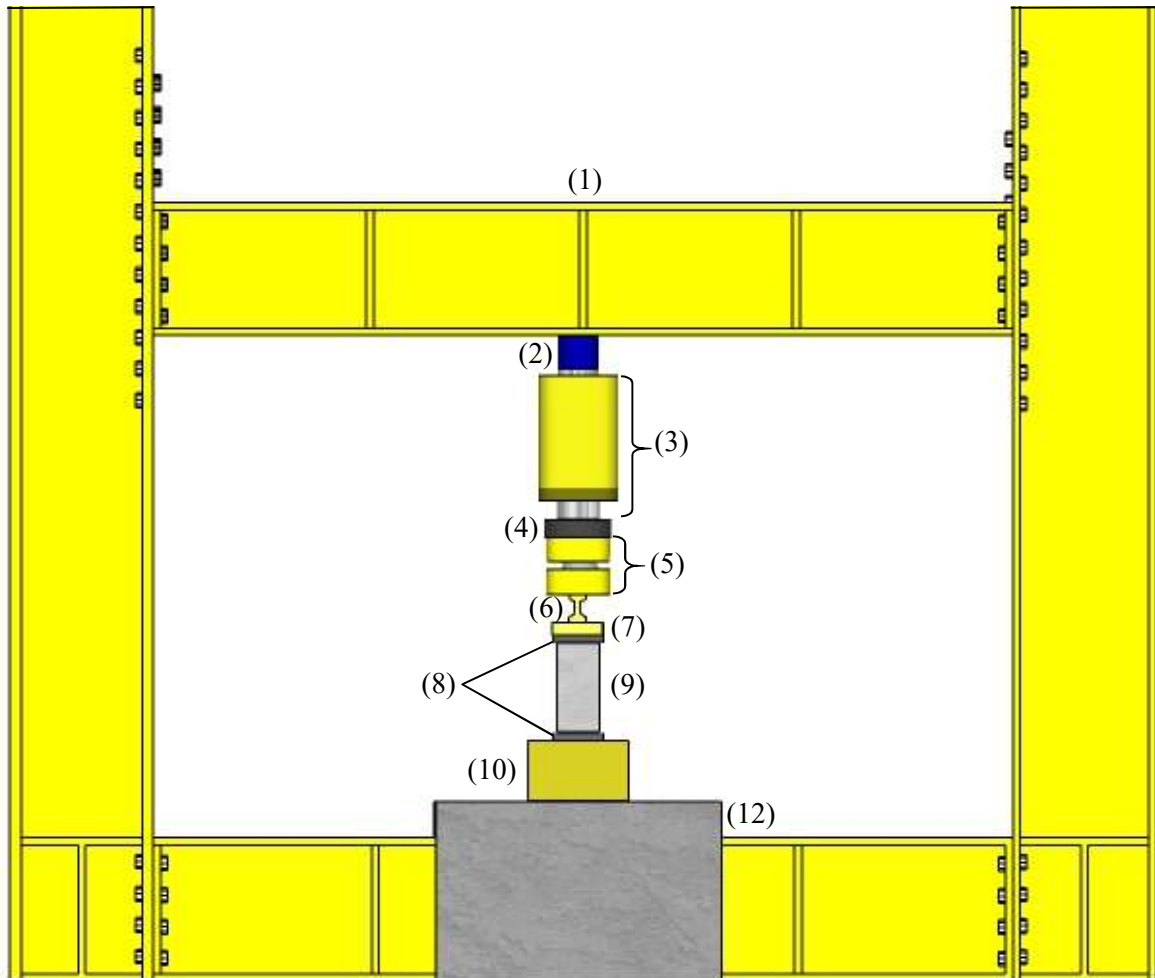
Figura 3.29: Representação esquemática do sistema de ensaio, visto frontalmente



- (1) Pórtico metálico de reação
- (2) Célula de carga
- (3) Cilindro hidráulico
- (4) Chapa metálica circular
- (5) Rótula
- (6) Trilho metálico
- (7) Chapa metálica retangular
- (8) Roletes metálicos
- (9) Viga de concreto ensaiada
- (10) Aparelho simulador de apoio de primeiro gênero
- (11) Aparelho simulador de apoio de segundo gênero
- (12) Bloco de concreto

Fonte: Autor

Figura 3.30: Representação esquemática do sistema de ensaio, visto lateralmente



- (1) Pórtico metálico de reação
- (2) Célula de carga
- (3) Cilindro hidráulico
- (4) Chapa metálica circular
- (5) Rótula
- (6) Trilho metálico
- (7) Chapa metálica retangular
- (8) Roletes metálicos
- (9) Viga de concreto ensaiada
- (10) Aparelho simulador de apoio de primeiro gênero
- (11) Aparelho simulador de apoio de segundo gênero
- (12) Bloco de concreto

Fonte: Autor

Figura 3.31: Sistema de ensaio após montagem completa



Fonte: Autor

Figura 3.32: Sistema de ensaio após montagem completa, exibindo pórtico de reação



Fonte: Autor

3.6.3 Sistema de aquisição de dados

As medidas de deformação, deslocamentos e cargas foram obtidas por meio de um sistema modular de aquisição de dados desenvolvido na Universidade de São Paulo (USP - São Carlos) chamado BESSAN DIDAQ-B2, de excitação 2,5 V, faixa de entrada de $\pm 7,5$ mV/V, resolução máxima de 1 μE (microstrain) para strain gauges, faixa mínima de leitura $\geq \pm 10000$ μE e taxa de amostragem de até 10 Hz. Com o uso desse sistema, a aquisição de dados dos extensômetros posicionados nas armaduras e no concreto, das régua potenciométricas e da célula de carga foi realizada. A velocidade de aplicação de carga foi de aproximadamente 5 kN/min. A Figura 3.32 apresenta o sistema de aquisição de dados.

Figura 3.33: BESSAN DIDAQ-B2 conectado a computador para aquisição de dados



Fonte: Autor

4 RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

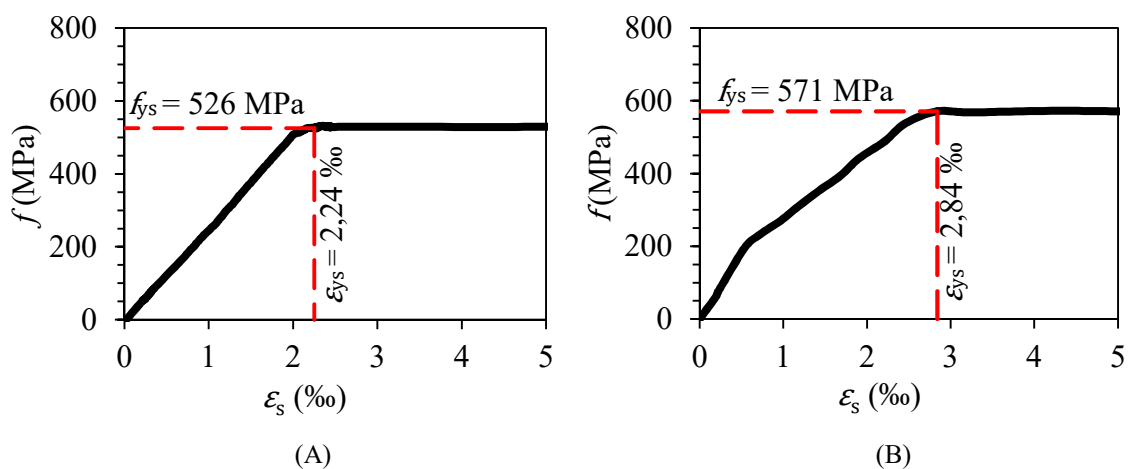
Neste capítulo serão apresentados os resultados e análises obtidos a partir dos ensaios descritos no Capítulo 3, relativos tanto à ruptura dos grupos de vigas em estudo quanto à caracterização dos materiais componentes. Dos ensaios experimentais das vigas obtiveram-se: o modo de ruptura, a força cortante de ruptura, a deflexão máxima, o padrão de fissuração e as deformações medidas na armadura longitudinal e no concreto. Todos estes resultados possibilitaram a análise do comportamento dos modelos experimentais visando averiguar a influência do efeito de arco e da relação a/d . Os resultados experimentais também deram suporte para análises comparativas com os resultados previstos na norma brasileira.

4.2 Materiais

4.2.1 Aço

Os gráficos com as curvas de tensão-deformação médias dos aços 6,3 mm e 12,5 mm utilizados neste trabalho podem ser observados na Figura 4.1 (A) e (B), respectivamente. A Tabela 4.1, por sua vez, apresenta de forma resumida as médias das propriedades mecânicas dos materiais. O módulo de elasticidade foi determinado pela inclinação média em cada passo de carga aplicado durante o regime elástico dos ensaios.

Figura 4.1: Curva Tensão-deformação média das barras de aço de 6,3 mm (A) e 12,5 mm (B).



Fonte: Autor

Tabela 4.1: Resumo das propriedades mecânicas dos aços

ϕ (mm)	f_{ys} (Mpa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
6,3	526	2,24	256,0
12,5	571	2,84	192,5

Fonte: Autor

4.2.2 Concreto

4.2.2.1 Resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão dos concretos produzidos se deram conforme descrito no item 3.6.1, de acordo com as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2018). A Tabela 4.2, apresenta os respectivos resultados.

Tabela 4.2: Resultados para o ensaio de compressão dos corpos de prova

Viga	Corpo de Prova	f_c Experimental (MPa)	f_c Adotado (MPa)
B _{1.0}	CP1	25,1	27,0
	CP2	28,1	
	CP3	27,8	
GB _{1.0}	CP1	25,2	25,2
	CP2	24,7	
	CP3	23,8	
B _{1.5}	CP1	25,5	25,7
	CP2	24,4	
	CP3	27,2	
GB _{1.5}	CP1	28,8	26,8
	CP2	26,0	
	CP3	25,7	
B _{2.0}	CP1	25,4	27,2
	CP2	28,4	
	CP3	27,9	
GB _{2.0}	CP1	23,6	25,0
	CP2	25,9	
	CP3	21,0	
B _{2.5}	CP1	27,1	25,3
	CP2	25,9	
	CP3	19,6	
GB _{2.5}	CP1	26,2	25,0
	CP2	26,5	
	CP3	20,8	

Fonte: Autor

4.2.2.2 Resistência à tração

Os ensaios de resistência à tração dos concretos produzidos foram realizados conforme descrito no item 3.6.1, de acordo com as recomendações da NBR 7222 (ABNT, 2011). A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos nos referidos ensaios, juntamente com as previsões normativas calculadas a partir das resistências à compressão adotadas, exibidas na Tabela 4.2.

Tabela 4.3: Resultados para o ensaio de resistência a tração por compressão diametral

Viga	Corpo de Prova	f_{ct} Experimental (MPa)	f_{ct} Adotado (MPa)	f_{ct} NBR 6118:23 (MPa)
B _{1.0}	CP4	1,5	1,3	1,9
	CP5	1,1		
	CP6	1,3		
GB _{1.0}	CP4	1,6	1,5	1,8
	CP5	2,0		
	CP6	1,0		
B _{1.5}	CP4	1,7	1,8	1,8
	CP5	1,4		
	CP6	2,3		
GB _{1.5}	CP4	1,5	1,6	1,9
	CP5	1,7		
	CP6	1,6		
B _{2.0}	CP4	2,0	2,2	1,9
	CP5	1,9		
	CP6	2,7		
GB _{2.0}	CP4	1,9	1,9	1,7
	CP5	1,7		
	CP6	2,1		
B _{2.5}	CP4	1,3	1,3	1,8
	CP5	1,4		
	CP6	1,3		
GB _{2.5}	CP4	1,5	1,6	1,8
	CP5	1,2		
	CP6	2,1		

Fonte: Autor

4.2.2.3 Módulo de elasticidade

Como nas situações anteriores, os ensaios de módulo de elasticidade dos concretos foram realizados conforme descrito no item 3.6.1, de acordo com as recomendações da NBR 8522 (ABNT, 2017). A Tabela 4.4 mostra os resultados coletados, bem como as estimativas dos módulos de elasticidade calculadas a partir das equações propostas pela NBR 6118 (ABNT 2023) com os dados da Tabela 4.2 para f_c adotado.

Tabela 4.4: Resultado para o módulo de elasticidade

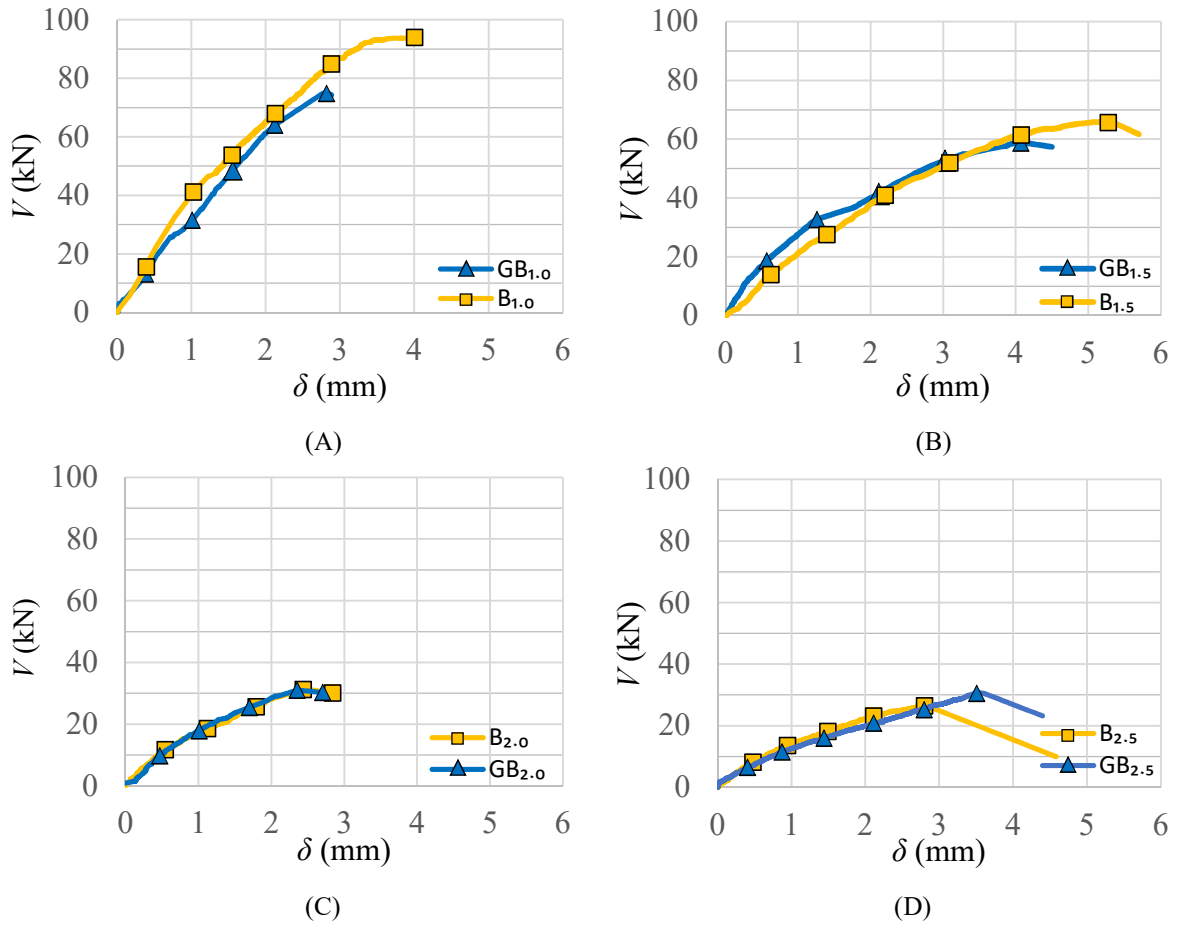
Viga	Corpo de Prova	E_c Experimental (GPa)	E_c Médio (GPa)	E_c NBR 6118:23 (GPa)
B _{1,0}	CP7	34,4	33,8	29,1
	CP8	33,9		
	CP9	33,0		
GB _{1,0}	CP7	19,0	21,4	27,8
	CP8	24,1		
	CP9	21,0		
B _{1,5}	CP7	33,7	32,8	28,4
	CP8	35,6		
	CP9	29,0		
GB _{1,5}	CP7	19,8	20,0	29,0
	CP8	21,9		
	CP9	18,3		
B _{2,0}	CP7	19,6	19,2	29,2
	CP8	16,1		
	CP9	21,9		
GB _{2,0}	CP7	22,3	22,1	27,1
	CP8	22,1		
	CP9	21,9		
B _{2,5}	CP7	41,6	40,3	27,5
	CP8	43,1		
	CP9	36,2		
GB _{2,5}	CP7	24,3	24,2	27,7
	CP8	26,7		
	CP9	21,6		

Fonte: Autor

4.3 Relação carga-deslocamento

Conforme descrito no programa experimental deste trabalho, foram registrados os deslocamentos na altura média das vigas, com alinhamento no ponto de aplicação de carga. Então, adotou-se como parâmetro de análise a relação carga-deslocamento vertical ($V \times \delta$), representada na Figura 4.2 *a* – para o grupo de vigas com relação entre vão de cisalhamento e altura útil a/d igual a 1,0; (B) – para o grupo de vigas com relação a/d igual a 1,5; (C) – para o grupo de vigas com relação a/d igual a 2,0; e *d* – para o grupo de vigas com relação a/d igual a 2,5. A Tabela 4.5, por sua vez, resume as cargas e deslocamentos verticais máximos, V_u e δ_u , registrados em cada uma das vigas ensaiadas.

Figura 4.2: Relações carga-deslocamento vertical correspondentes aos grupos de vigas com a/d igual a 1,0 (A); 1,5 (B); 2,0 (C); e 2,5 (D)



Fonte: Autor

Tabela 4.5: Cargas de ruptura e deslocamentos máximos de cada viga ensaiada

Vigas	V_u (kN)	δ_u (mm)
B _{1.0}	94	4,2
GB _{1.0}	75	2,8
B _{1.5}	66	5,2
GB _{1.5}	59	4,1
B _{2.0}	31	2,5
GB _{2.0}	31	2,4
B _{2.5}	26	2,8
GB _{2.5}	31	3,5

Fonte: Autor

Observaram-se, no geral, comportamentos semelhantes, em termos de rigidez, entre vigas com mesma relação a/d , o que se mostrou mais evidente no grupo de vigas 3, cujos representantes tiveram as curvas de carga-deslocamento mais próximas entre si. Além disso, notou-se que, à medida que a relação a/d dos grupos de vigas aumentava, a respectiva rigidez média diminuía, visto que as curvas apresentavam inclinação progressivamente menor.

Ainda, constatou-se um padrão decrescente das cargas de ruptura médias de cada grupo de vigas em relação ao seu respectivo valor de a/d , com exceção do grupo 4, cujo representante com sulco apresentou resistência ao cisalhamento maior que a de seu correspondente sem sulco. O maior ganho de resistência foi observado no grupo 1, onde a viga com relação a/d igual a 1,0 sem sulco apresentou carga de ruptura 25% maior que sua correspondente de referência, na qual esperou-se ter a influência do efeito de arco mitigada. Seguindo a tendência, os grupos 2 e 3 mostraram um ganho de resistência de 12% e 0% das suas vigas sem sulco em relação às respectivas com sulco. Tal comportamento pôde indicar um aumento da influência do efeito de arco na resistência das vigas conforme os valores de a/d se aproximaram de 1,0 e, por outro lado, uma anulação do mesmo quando a relação se aproximou de 2,5, de forma que os ganhos de resistência provenientes do fenômeno já deixam de ser observados para valores de a/d maiores que 1,5.

Também foi possível perceber que, apesar das vigas com relação entre vão de cisalhamento e altura útil igual a 1,0 apresentarem os maiores valores médios de resistência ao cisalhamento, as energias liberadas para levar estes elementos à ruína foram menores que as dos seus correspondentes com a/d igual a 1,5, os quais, por sua vez apresentaram os maiores deslocamentos máximos. Para este último parâmetro, notaram-se aumentos nos elementos sem sulco em relação aos correspondentes do mesmo grupo, sendo mais expressivo o das vigas com a/d igual a 1,0 (50%), seguido dos acréscimos das de 1,5 (27%) e 2,0 (4%). Tal comportamento era esperado, visto que o efeito de arco contribuiu positivamente para a resistência ao cisalhamento entre elementos do mesmo grupo de vigas, sem, no entanto, conferir ganhos substanciais de rigidez.

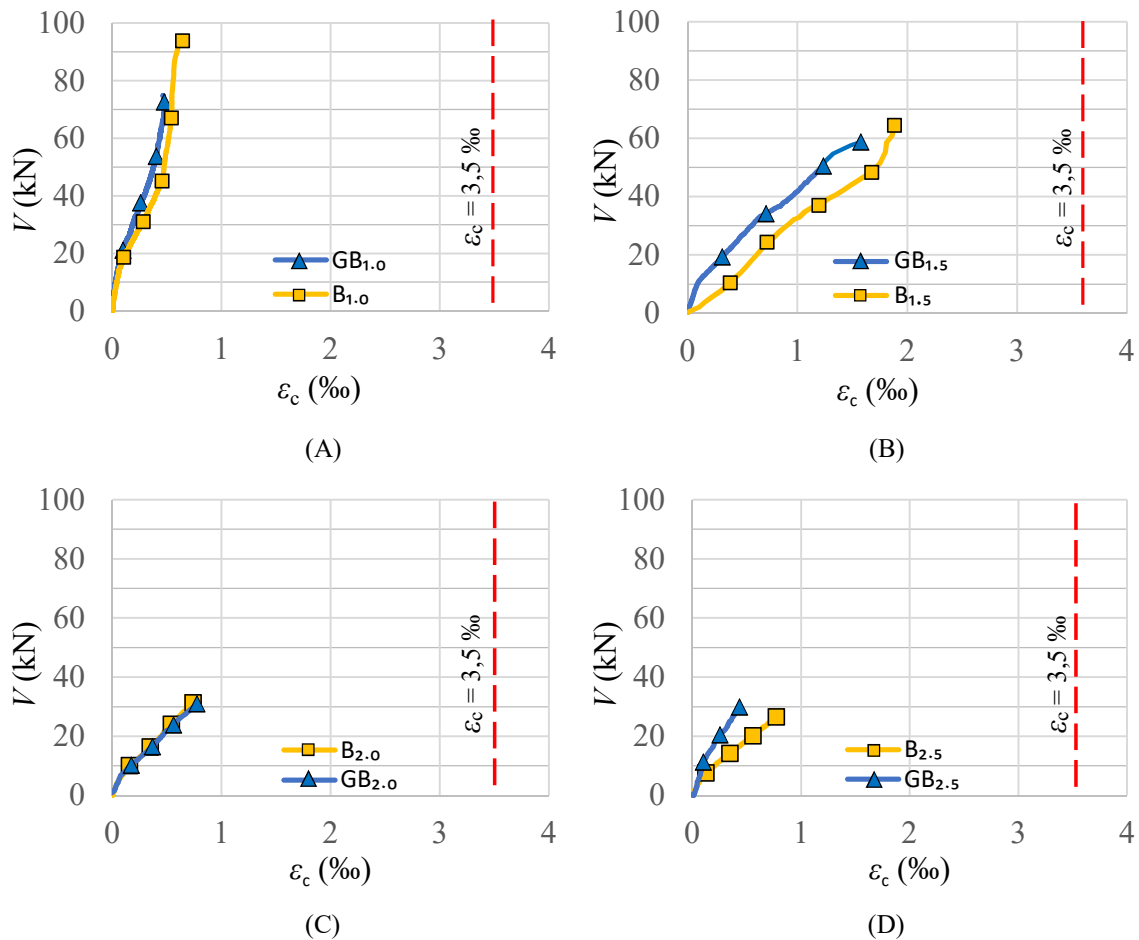
4.4 Deformações na superfície de concreto

As deformações correspondentes aos esforços de compressão foram medidas por meio de extensômetros elétricos de resistência, posicionados conforme descrição presente no item

3.6.1 do presente trabalho. Na Figura 4.3 são mostradas as taxas de deformação em mm/m da região comprimida de cada grupo de vigas em função da carga experimentada pelas mesmas.

Analisando as deformações registradas, constata-se que nenhuma viga excedeu o limite convencional de 3,5‰, definido pela NBR 6118 (ABNT, 2023) para a ruptura do concreto por flexão. Justifica-se, assim, a não ocorrência de esmagamento do concreto em todos os elementos ensaiados e, conseqüentemente, a consideração de que a ruptura dos mesmos se deu por cisalhamento ou flexão sem plastificação do concreto, sendo o último caso associado ao escoamento do aço.

Figura 4.3: Deformações na superfície de concreto correspondentes aos grupos de vigas com relação a/d igual a 1,0 (A); 1,5 (B); 2,0 (C); e 2,5 (D)



Fonte: Autor

4.5 Deformações da armadura de flexão

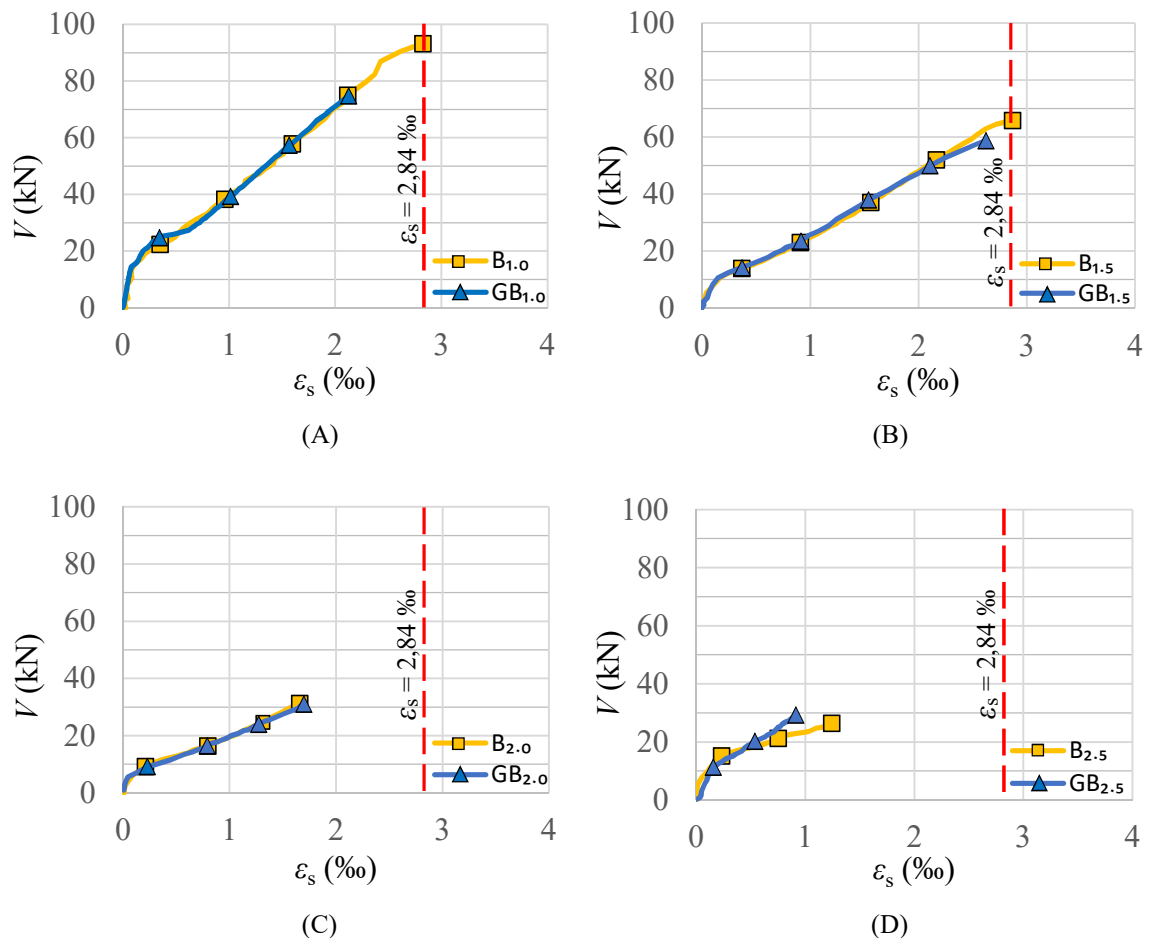
As deformações referentes à armadura longitudinal das vigas foram medidas com o uso de EER, cujos posicionamento e instalação estão descritos no item 3.6.1 deste trabalho. A Figura 4.4 apresenta as taxas de deformação em mm/m experimentadas pelas armaduras

longitudinais de cada grupo de vigas em função das cargas às quais estas foram submetidas até sua ruína.

Com base nas informações coletadas, verifica-se que a maior parte das vigas submetidas ao ensaio não excedeu o limite de escoamento das barras de flexão, definido experimentalmente como 2,84%. Essa observação contribui para o entendimento de que a ruína destes elementos se deu por cisalhamento, pois suas armaduras não ultrapassaram o regime elástico.

Por outro lado, é possível constatar que dois elementos não seguiram o mesmo comportamento. Enquanto a armadura de B_{1.5} acabara de entrar no regime plástico momentos antes da ruptura, a de B_{1.0} experimentou mais intensamente o escoamento, chegando a deformações expressivas de aproximadamente 5,6% quando a viga alcançou sua resistência máxima. Esse cenário parece indicar que as duas vigas, especialmente a última, sofreram ruptura por flexão sem plastificação do concreto, o que depende ainda de outras análises para ser corroborado.

Figura 4.4: Deformações das armaduras longitudinais correspondentes aos grupos de vigas com relação a/d igual a 1,0 (A); 1,5 (B); 2,0 (C); e 2,5 (D)



Fonte: Autor

4.6 Padrão de fissuração

O padrão de fissuração se deu de forma semelhante em todos os casos, iniciando com o cenário típico de flexão, com abertura de fissuras verticais no meio do vão, apresentando quadro de inclinação progressivo a medida que se aproxima região dos apoios devido à ação simultânea de esforços de flexão e cisalhamento. Assim, as primeiras fissuras verticais visíveis foram observadas em média a aproximadamente 50% da carga última das vigas. Já as fissuras diagonais críticas de cisalhamento, sendo nas vigas ensaiadas, de modo geral, responsáveis pelo colapso da peça, se desenvolveram em média a aproximadamente 80% da carga última das vigas.

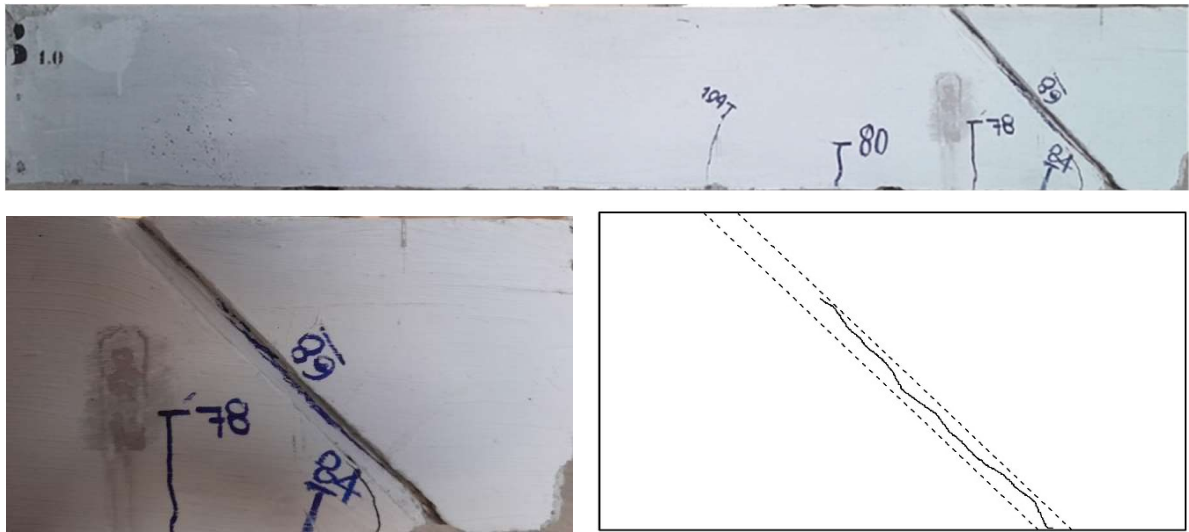
O padrão de fissuração das vigas B_{1.0} e GB_{1.0} é mostrado nas Figuras 4.5 e 4.6, respectivamente. O padrão de fissuração das vigas B_{1.5} e GB_{1.5} é mostrado nas Figuras 4.7 e 4.8, respectivamente. O padrão de fissuração das vigas B_{2.0} e GB_{2.0} é mostrado nas Figuras 4.9 e 4.10, respectivamente. O padrão de fissuração das vigas B_{2.5} e GB_{2.5} é mostrado nas Figuras 4.11 e 4.12, respectivamente. Cada uma dessas figuras apresenta a viga completa após a ruína, o detalhe do seu vão de cisalhamento e uma representação em desenho da fissura crítica de cisalhamento e dos sulcos, quando presentes.

Figura 4.5: Padrão de fissuração da viga B_{1.0}



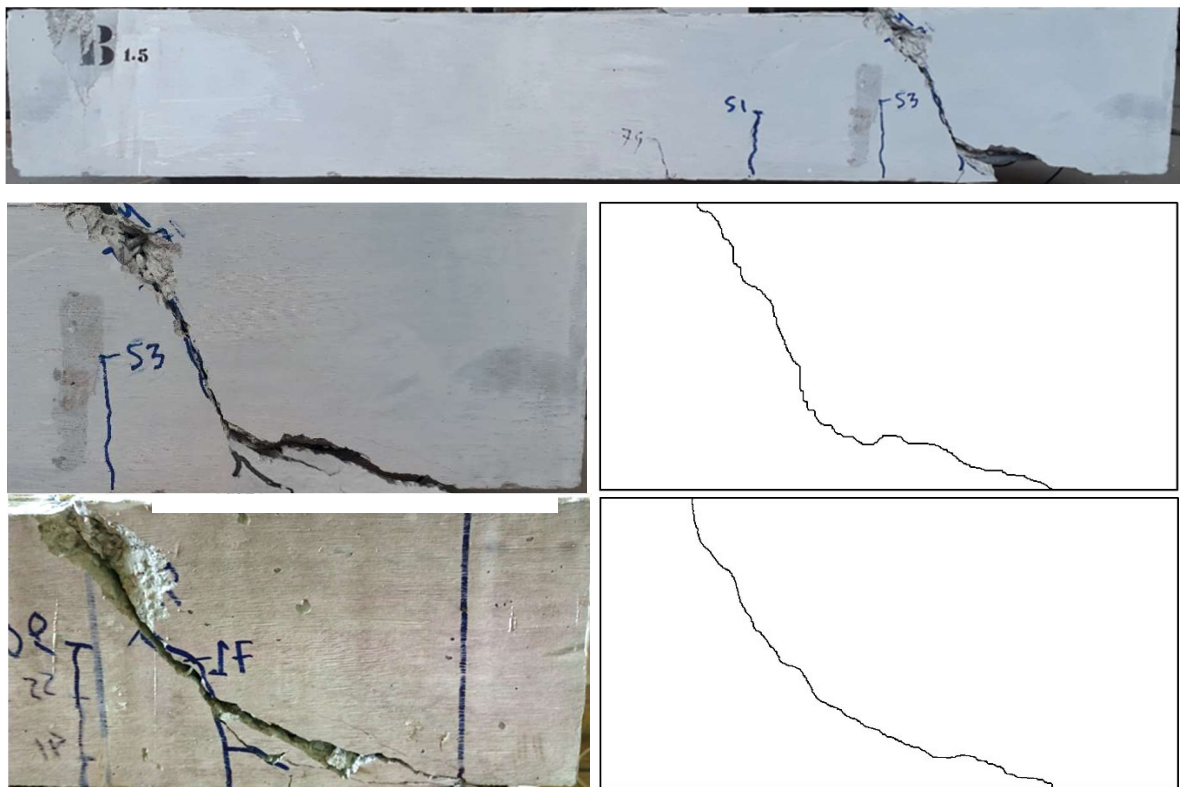
Fonte: Autor

Figura 4.6: Padrão de fissuração da viga GB_{1.0}



Fonte: Autor

Figura 4.7: Padrão de fissuração da viga B_{1.5}



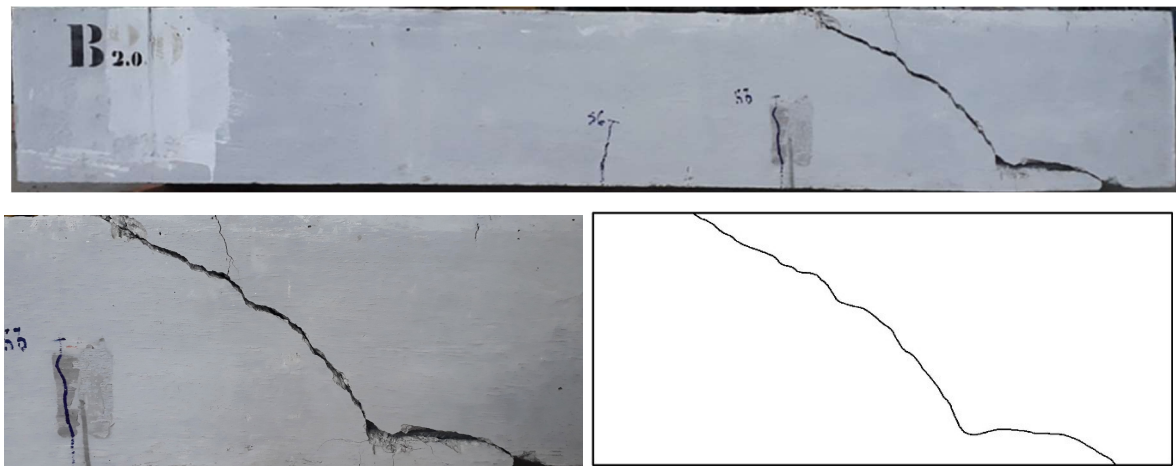
Fonte: Autor

Figura 4.8: Padrão de fissuração da viga GB_{1.5}



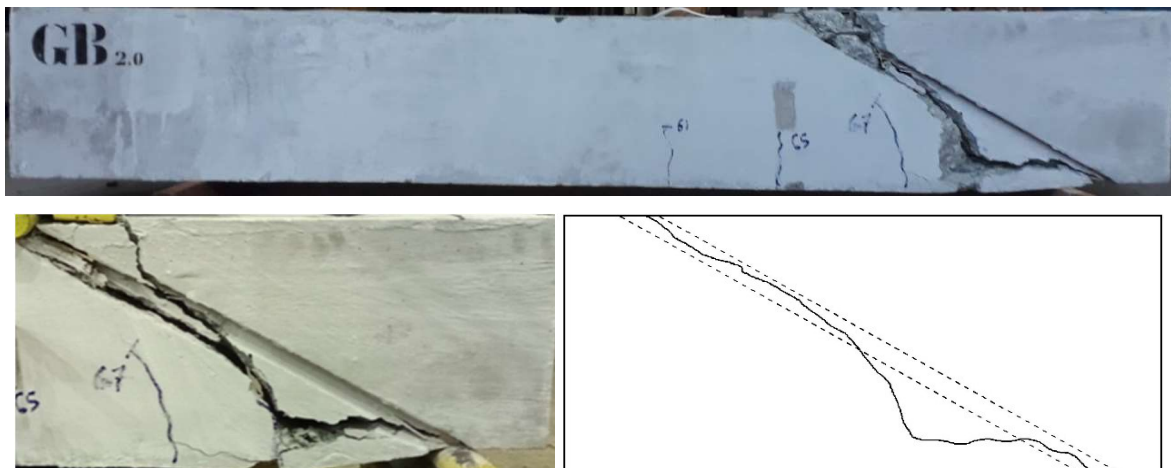
Fonte: Autor

Figura 4.9: Padrão de fissuração da viga B_{2.0}

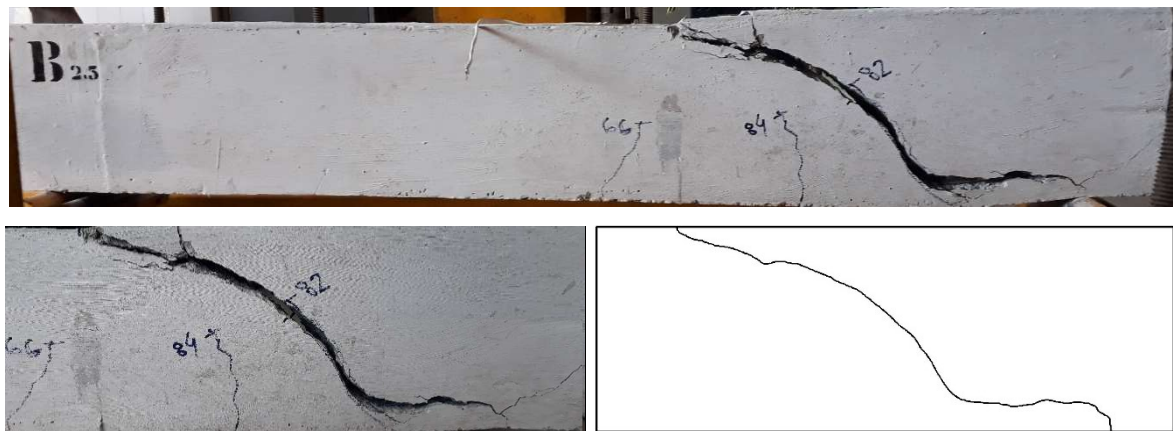


Fonte: Autor

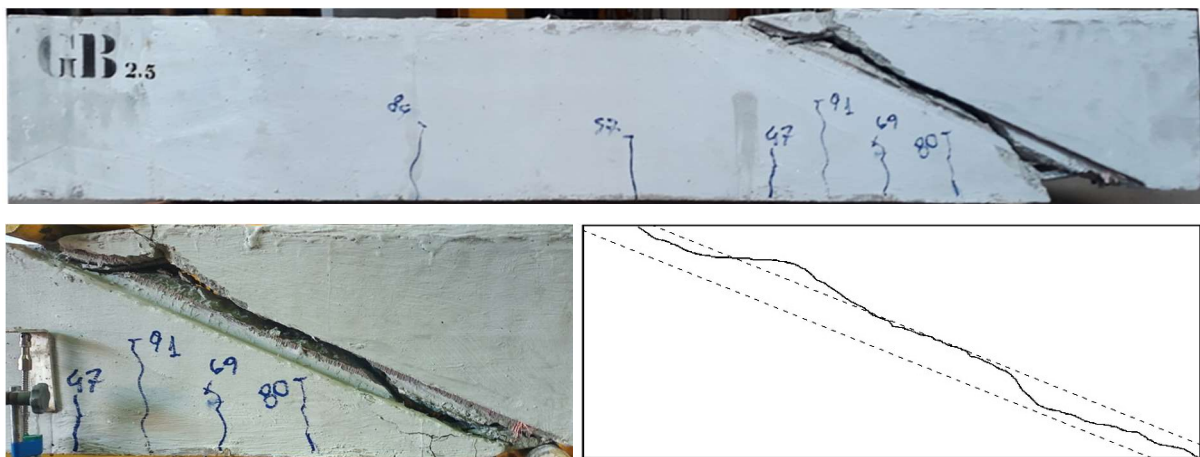
Figura 4.10: Padrão de fissuração da viga GB_{2.0}



Fonte: Autor

Figura 4.11: Padrão de fissuração da viga B_{2.5}

Fonte: Autor

Figura 4.12: Padrão de fissuração da viga GB_{2.5}

Fonte: Autor

Nas vigas com sulcos, no geral, constatou-se a propagação das fissuras críticas dentro da região delimitada pelas cavidades, o que evidencia uma supressão do efeito de arco proporcionada por esses mecanismos. Esse efeito se dá pela indução de inclinações regulares e constantes nas bielas de concreto das vigas, levando à formação de fissuras críticas de cisalhamento retilíneas que se estendem diretamente do apoio ao ponto de aplicação de carga.

O comportamento geral das vigas com sulco, no entanto, deixou de ser seguido parcialmente por dois representantes. Na viga GB_{2.5}, a fissura crítica, a partir de aproximadamente metade da sua extensão, sofreu uma variação abrupta em sua inclinação, que a levou a ultrapassar o sulco e se propagar de forma mais íngreme em direção ao topo da viga por cerca de 24% de seu comprimento total; antes, porém, de alcançar seu novo destino, a inclinação da fissura variou negativamente, propagando-se de forma quase horizontal até adentrar novamente a região do sulco e alcançar o ponto de aplicação de carga no topo. Supõe-

se que esse retorno da fissura crítica para o sulco no trecho próximo ao topo da viga tenha relação com a presença da armadura porta-estribos.

Enquanto isso, na viga GB_{2.0}, a fissura crítica se propagou no exterior do sulco por aproximadamente 38% de sua extensão total, inicialmente de forma horizontal, aparentemente em torno da armadura de flexão do elemento; e, com um ganho substancial de inclinação após percorrer 40% do vão de cisalhamento, diagonalmente em direção à cavidade novamente, dentro da qual completou seu percurso seguindo paralela à seção crítica até o topo da viga. É relevante notar, nesse último caso, a formação de um discreto arco no desenvolvimento da fissura crítica, justamente a partir do ponto em que a abertura teve o maior incremento de inclinação, tendendo esta última, em seguida, a diminuir progressivamente até que fosse alcançado o ponto de aplicação de carga.

Em relação às vigas sem sulco, suas fissuras tiveram maior liberdade de propagação, possibilitando uma melhor observação do efeito de arco, visto que esses elementos não contaram com nenhum mecanismo de supressão. Dessa forma, é possível verificar nas duas vigas com menores relações a/d , B_{1.0} e B_{1.5}, fissuras críticas formando os arcos mais bem definidos, originando-se no apoio e propagando-se até o ponto de aplicação de carga com variações de inclinação suaves ao longo de sua extensão.

Nesse contexto, convém trazer à tona um comportamento peculiar apresentado pela viga B_{1.5}, cujo padrão de fissuração, à primeira vista, aparentou não caracterizar a presença do arco. Foi apenas com a observação da face lateral oposta desse elemento que se revelou o efeito em questão, com a fissura em formato mais pronunciado e característico, porém, invertido, isto é, com inclinações mais suaves no início, próximo ao apoio, e progressivamente maiores à medida que se encaminhara para o ponto de aplicação de carga.

Enquanto isso, as vigas sem sulco e com maiores relações a/d tiveram comportamentos semelhantes ao da viga GB_{2.0}. Em ambos os casos, as fissuras críticas se propagaram inicialmente paralelas à armadura longitudinal, e após avançarem por aproximadamente 35% do vão de cisalhamento, ascenderam diagonalmente com inclinações cada vez menores até alcançarem o ponto de aplicação de carga, configurando, assim, modestos arcos, tendo o da viga B_{2.5} formato mais evidente que o de B_{2.0}. A análise dessa situação leva à consideração de que a formação do arco completo é mais provável em vigas sem estribos submetidas ao cisalhamento onde $1 < a/d < 1,5$. Por outro lado, nas vigas pertencentes ao intervalo $2 < a/d < 2,5$, a formação do arco também acontece, mas não de forma completa, podendo-se inferir, nesses casos, a tendência de que o arco ocupe porções cada vez menores do vão de cisalhamento à medida que a/d aumenta.

As Tabelas 4.6 e 4.7 resumem os resultados da análise do padrão de fissuração das vigas com sulco e sem sulco, respectivamente, informando se em cada uma delas houve ou não formação de arco, e de que forma essa se deu (parcial ou total). Ainda, decidiu-se acrescentar entre os dados da análise, o comprimento total da fissura crítica (L_{cr}) a fim de compará-lo com o comprimento do plano de cisalhamento esperado (L_s) por meio da relação L_{cr}/L_s .

A partir disso, é possível constatar que as fissuras críticas das vigas com sulco tiveram em média comprimentos mais próximos aos dos respectivos planos de cisalhamento que se esperavam obter, isto é, retilíneos do apoio até o ponto de aplicação de carga. É possível concluir, portanto, que a aplicação dos sulcos foi eficaz para induzir a formação do plano de cisalhamento das vigas na configuração desejada, com $1 < a/d < 2,5$.

Tabela 4.6: Resultados da análise do padrão de fissuração das vigas sem sulco

Viga	a/d	Presença de sulco	Formação do arco	L_{cr} (mm)	L_s (mm)	L_{cr}/L_s
B1.0	1,0	NÃO	TOTAL	370	314	1,18
B1.5	1,5	NÃO	TOTAL	481	400	1,20
B2.0	2,0	NÃO	PARCIAL	588	496	1,18
B2.5	2,5	NÃO	PARCIAL	672	598	1,12
					MÉDIA	1,17

Fonte: Autor

Tabela 4.7: Resultados da análise do padrão de fissuração das vigas com sulco

Viga	a/d	Presença de sulco	Formação do arco	L_{cr} (mm)	L_s (mm)	L_{cr}/L_s
GB1.0	1,0	SIM	-	-	314	-
GB1.5	1,5	SIM	-	469	400	1,17
GB2.0	2,0	SIM	PARCIAL	539	496	1,09
GB2.5	2,5	SIM	-	664	598	1,11
					MÉDIA	1,12

Fonte: Autor

4.7 Cargas e modos de ruptura

As cargas de ruína e ruptura para todas as vigas do programa experimental são apresentadas na Tabela 4.8, onde V_u corresponde à força cortante máxima resistida pelo. Na mesma tabela são reunidos também os dados de V_{flex} , isto é, a força cortante ocasionada pela aplicação da carga de ruptura por flexão (P_{flex} , calculada pela teoria de tensões e deformações de acordo com a NBR 6118, 2003) de cada viga, e sua respectiva relação com

V_u . Essa última informação serve como mais um parâmetro para a dedução dos modos de ruptura, visto que as vigas em que $V_u/V_{flex} < 0,95$ têm menor probabilidade de chegar à ruína por flexão.

Tabela 4.8: Síntese das relações entre cargas últimas de ruptura, forças cortantes máximas e forças cortantes associadas às cargas de ruptura por flexão.

Viga	a/d (mm)	Presença de sulco	V_u (kN)	V_{flex} (kN)	V_u/V_{flex} (kN)	Tipo de ruptura
B _{1.0}	1,0	NÃO	94	126	0,75	Cisalhamento
GB _{1.0}		SIM	75	124	0,60	Cisalhamento
B _{1.5}	1,5	NÃO	66	83	0,79	Cisalhamento
GB _{1.5}		SIM	59	84	0,70	Cisalhamento
B _{2.0}	2,0	NÃO	31	63	0,50	Cisalhamento
GB _{2.0}		SIM	31	62	0,50	Cisalhamento
B _{2.5}	2,5	NÃO	27	50	0,53	Cisalhamento
GB _{2.5}		SIM	31	50	0,62	Cisalhamento

Fonte: Autor

4.8 Resistência ao cisalhamento de acordo com códigos normativos

A seguir são apresentados os cálculos das cargas estimadas para ruptura das vigas em estudo de acordo com as formulações da NBR 6118:2023. A importância de tal análise se dá pela relação que estabelece entre as cargas previstas normativamente e as cargas de ruptura observadas no programa experimental, isto é, entre os valores teóricos, considerados para projetos, e os que são verificados em situações reais ou próximas da realidade, como se propõem a ser os ensaios realizados. Para os cálculos das resistências foram utilizadas as propriedades mecânicas dos concretos de cada grupo de vigas e das armaduras empregadas, além das características geométricas, dados todos apresentados no capítulo 3 deste trabalho.

A norma avaliada nesta sessão, assim como diversas outras, a exemplo da ACI 318 (2019) e do modelo EUROCODE2 (201care4), utiliza o valor da resistência à compressão do concreto como parâmetro de avaliação do material. Na tabela onde se apresentam as cargas experimentais para os grupos de vigas ensaiadas e as cargas estimadas pelo código normativo e proposta de dimensionamento, a coluna V_{NBR} representa o cálculo de projeto, enquanto a coluna V_u corresponde à força cortante máxima obtida nos ensaios experimentais.

4.8.1 Resistência ao cisalhamento de acordo com a NBR 6118:2023

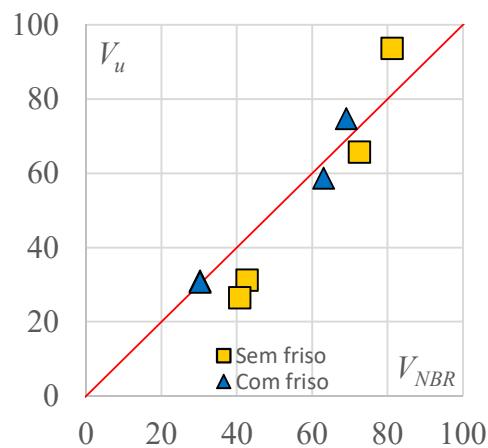
A norma brasileira atribui à resistência de tração do concreto a integridade da diagonal tracionada. A mesma apresenta valores conservadores na previsão da tensão de ruptura por cisalhamento em peças de concreto sem armadura transversal. Na Tabela 4.9 apresenta-se o resumo das análises e na Figura 4.13, a relação $V_u \times V_{NBR}$. A Figura 4.14 demonstra a relação $V_u/V_{NBR} \times a/d$ a fim de conferir uma melhor visualização de quão próximas as cargas experimentais foram em relação às cargas estimadas, enquanto a Figura 4.15 relaciona separadamente as cargas experimentais e estimadas com os valores de a/d das vigas sem friso (Figura 4.15 A) e com friso (Figura 4.15 B).

Tabela 4.9: Relação entre as cargas últimas experimentais e as cargas estimadas pela Norma NBR 6118

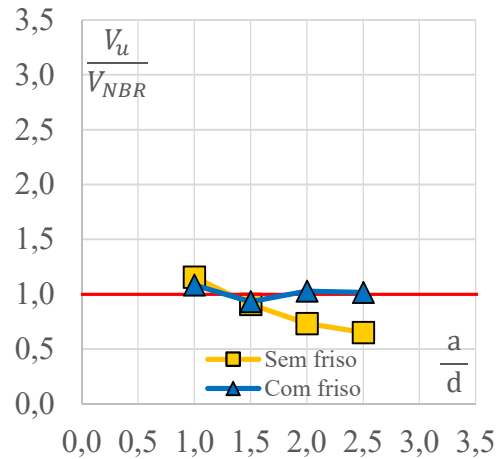
Vigas	Dimensões		Propriedades do concreto		Taxa de armadura			Carga Experimental	Carga Estimada	V_u/V_{NBR}					
	b_w (mm)	d (mm)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	As (mm ²)	ρ_L %	f_{ys} MPa	V_u kN	V_{NBR} kN						
B _{1,0}	120	222	27,0	1,3	245	0,9	571	93,7	81,1	1,16					
GB _{1,0}			25,2	1,5				74,8	69,0	1,08					
B _{1,5}			25,7	1,8				65,8	72,4	0,91					
GB _{1,5}			26,8	1,6				58,7	63,0	0,93					
B _{2,0}			27,2	2,2				31,3	42,6	0,73					
GB _{2,0}			25,0	1,9				31,0	30,2	1,03					
B _{2,5}			25,3	1,3				26,5	40,6	0,65					
GB _{2,5}			25,0	1,6				30,7	30,2	1,01					
									Média	0,94					
									DP	0,16					
									COV	17,09%					

Fonte: Autor

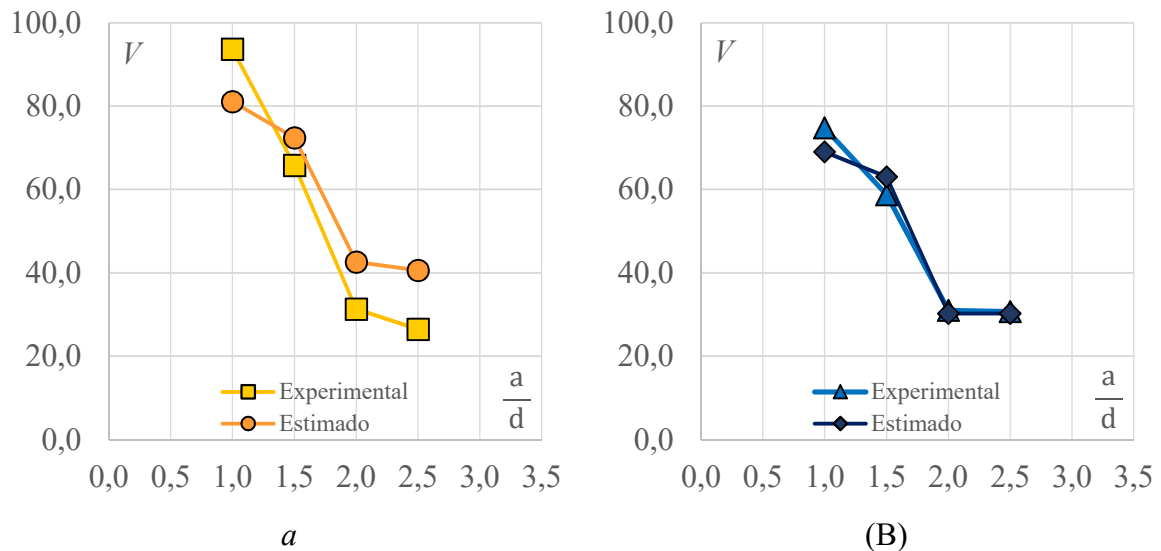
Figura 4.13: Relação $V_u \times V_{NBR}$



Fonte: Autor

Figura 4.14: Relação $V_u/V_{NBR} \times a/d$ 

Fonte: Autor

Figura 4.15: Relações $V_u \times a/d$ e $V_{NBR} \times a/d$ para as vigas sem friso a e com friso (B)

Fonte: Autor

Em relação às cargas e aos comportamentos, observa-se, a partir da Tabela 4.9 e da Figura 4.15 que a viga B_{1.0} registrou carga experimental 30% acima da carga de ruína da viga B_{1.5}. Essa última apresentou carga de ruína 52% acima da carga de ruína da viga B_{2.0}, que por sua vez foi apenas 15% maior que a de B_{2.5}. Para as vigas com sulco, notou-se uma clara tendência de queda entre as cargas de ruína das que apresentaram relação a/d de 1,0 a 2,0, apresentando reduções de 21% e 31% entre GB_{1.0} e GB_{1.5} e entre GB_{1.5} e GB_{2.0}, respectivamente. Enquanto isso, entre GB_{2.0} e GB_{2.5}, observou-se uma diferença discreta de 2%.

A tendência de que as diferenças entre as cargas de ruptura sejam maiores entre as vigas sem sulco com menor valor de a/d e menor entre as de maior a/d demonstram que a influência

porporcionada pelo efeito de arco nestes elementos estruturais pode ser mais significativa no primeiro caso. Em relação às vigas com sulco, a presença da mesma tendência, porém em menor intensidade, pode ser explicada pela atuação do engrenamento dos agregados, visto que nestes elementos o efeito de arco foi suprimido – com excessão de GB_{2.0} – e maiores inclinações do plano de cisalhamento conferem maior atrito entre os agregados na interface da fissura.

Além disso, observou-se que a NBR 6118 (ABNT, 2023) foi conservadora em relação à contribuição do concreto na resistência ao esforço cortante para as vigas do grupo 1, com erros positivos de 16% e 8% para os modelos sem sulco e com sulco, respectivamente, o que pode indicar uma relação entre o valor de a/d , a atuação do efeito de arco e o ganho de resistência em relação à previsão normativa. No entanto, a norma brasileira foi capaz de prever de forma satisfatória as cargas de ruptura para as vigas com sulco dos grupos 2, 3 e 4, as quais apresentaram erros menores de 10%, o que corrobora a efetividade dos sulcos na redução dos impactos do efeito de arco, tornando a investigação da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado mais precisa.

Ainda a partir da análise comparativa com a norma, notou-se que, diferente do que se esperava, as cargas de ruptura das vigas sem sulco dos grupos 2, 3 e 4, onde o efeito de arco atuou efetivamente, foram menores que as previstas pela NBR 6118 (ABNT, 2023), apresentando erros significativos de 9%, 27% e 35%, respectivamente. Tal tendência pode apontar uma diminuição da influência do efeito de arco na resistência ao cisalhamento quando a/d se aproxima de 2,5. Além disso, o padrão apresentado pelas fissuras críticas de cisalhamento dessas vigas pode também fornecer uma explicação para tal comportamento, visto que essas aberturas tiveram em comum o início de sua propagação ao longo da armadura de flexão, conferindo ângulos de inclinação próximos de 0° e consequentemente maior preponderância das ações de tração nesses trechos.

5 CONCLUSÕES

Apesar da relação a/d ter mostrado grande influência na rigidez dos elementos em estudo, de forma que para vigas com vãos de cisalhamento menores os deslocamentos foram maiores para os mesmos carregamentos, o efeito de arco não acarretou mudanças significativas nesse parâmetro, visto que não foram observadas mudanças visíveis entre as inclinações dos gráficos Carga-Deslocamento vertical de vigas pertencentes ao mesmo grupo. Enquanto isso, é perceptível o impacto que o efeito de arco provoca sobre as resistências, tendo em vista as diferenças entre as cargas de rupturas experimentadas pelas vigas do mesmo grupo, isto é, entre vigas com mesma relação a/d que tiveram o arco suprimido e as que não tiveram, sendo as do segundo caso que apresentaram maior variabilidade de resistência.

Na viga B_{1,0} a atuação do efeito de arco foi mais evidente, com um acréscimo de 25% na resistência ao cisalhamento em relação a GB_{1,0}, seguida por B_{1,5}, que obteve 12% de ganho de resistência em relação a GB_{1,5}, enquanto as demais vigas mostraram pouca ou nenhuma influência do fenômeno. A ação do efeito de arco também é evidenciada pelo aumento do deslocamento vertical máximo dos elementos sem sulco em relação aos com sulco e mesma relação entre vão de cisalhamento e altura útil, especificamente nas vigas com a/d igual a 1,0, onde o acréscimo foi de 50%, e 1,5, que obteve incremento de 27% nesse parâmetro. Isso pode ser explicado pelo ganho de resistência ao cisalhamento obtido por essas vigas, o que, por conseguinte, possibilitou que alcançassem maiores cargas de flexão, deslocando verticalmente mais do que suas correspondentes com sulco antes da ruptura.

O referido ganho de resistência ao cisalhamento foi tal que propiciou que a carga de ruptura por cisalhamento da viga com a/d igual a 1,0 sem friso se aproximasse da própria carga de ruptura por flexão, levando sua armadura a se aproximar do escoamento, ainda que o modo de ruptura tenha sido predominantemente cisalhamento. Todas as demais chegaram à ruptura por cisalhamento com fissura crítica frágil.

O aparecimento do arco mostrou ter relação com a própria relação a/d visto que o mesmo esteve presente em todas as vigas com $1,0 < a/d < 2,5$ em que o efeito não sofreu supressão, isto é, que não contaram com sulcos, o que confirma o postulado de MCGREGOR (2012), apesar de o fenômeno ter exercido pouca ou nenhuma influência nas vigas com $a/d > 1,5$ em termos de resistência. Além disso, constatou-se que o formato do arco é influenciado pela relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil, posto que os arcos mais evidentes e completos se formaram nas duas vigas sem sulco com menores a/d , estendendo-se desde o apoio até o ponto de aplicação de carga; enquanto os arcos das demais vigas sem sulcos

foram mais discretos e ocuparam trechos menores do vão de cisalhamento. Esse aspecto pode ter influência, ainda, nos ganhos de resistência já referidos, visto que os arcos mais pronunciados formaram fissuras com inclinações mais acentuadas, potencializando o atrito entre as superfícies proveniente do engrenamento dos agregados e a predominância de esforços de compressão; enquanto isso, os maiores vãos de cisalhamento, por apresentarem arcos invertidos em parte de sua extensão e conseqüentemente fissuras com menores inclinações, não tiveram acréscimo substancial de resistência, indicando a predominância dos esforços de tração nesse trecho, para os quais o concreto tem pouca capacidade de absorção. Especula-se que resultados diferentes poderiam ter sido alcançados com maiores teores de agregado graúdo.

Além dos incrementos de resistência entre vigas com mesma relação a/d , estes também foram observados entre vigas com diferentes vãos de cisalhamento, mas que compartilham a presença ou a ausência de sulco, sendo de menor intensidade no primeiro caso. Essa tendência parece indicar que, apesar do efeito de arco contribuir positivamente para o aumento da carga de ruptura das vigas sem estribo, existe em algum grau a influência de outros fenômenos que dependem da inclinação das bielas de concreto, como o engrenamento dos agregados. Tal constatação colabora para o estudo desses dois fenômenos, o que por sua vez pode ainda contribuir para a melhor compreensão dos mecanismos de transferência de tensão de cisalhamento em vigas de concreto armado sem estribos e da própria contribuição do concreto para a resistência, bem como a possibilidade de previsões mais exatas das capacidades de carga e conseqüentemente, projetos mais econômicos.

No âmbito das estimativas de resistência ao esforço cortante, a norma NBR 6118 (2023) foi no geral satisfatória em relação à capacidade resistente das vigas, uma vez que a relação entre a carga experimental de ruptura e a estimada pela norma (V_u/V_{NBR}) foi em média 0,94. A previsão da norma se aproximou os resultados experimentais das vigas com sulco e $1,5 < a/d < 2,5$, apresentando erros de 1% a 7%. Além disso, a norma foi conservadora na previsão das resistências das vigas com relação a/d igual a 1,0, de forma que as cargas de ruptura foram de 8% a 16% maiores que as estimativas nos casos das peças com e sem sulco, respectivamente. O contrário foi observado para as vigas sem sulco e com a/d igual a 2,0 e 2,5, cujas resistências foram superestimadas pelo código nacional. Isso parece indicar que, no estudo realizado, considerando as características apresentadas, o modelo de cálculo normativo tende a simplificar as contribuições do concreto para o cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, especificamente em relação ao efeito de arco.

REFERÊNCIAS

ACI 318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Reliability- based Calibration of Design Code for Concrete Structures, The Board of Regents of the University of Nebraska, 2014.

AMERICAN SOCIETY CIVIL ENGINEERS/ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, The shear strength of reinforced concrete members – Chapters 1 to 4, ASCE-ACI Committee 426, Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, Vol, 99, nº ST6, p, 1091-1187, 1973.

ARAÚJO, M, A.; Curso de concreto armado, Dunas, Vol, 1, nº 3, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 6892: Ensaio de tração - Parte 1: Método de ensaio em temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e Argamassa – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do Módulo Estático de Elasticidade à Compressão. Rio de Janeiro, 2021.

BASTOS, P, S, dos S.; Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante, Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia campus de Bauru, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, 2017.

BENTZ, E.C.; COLLINS, M.P.; Development for the 2004 CSA A23.3 Shear Provisions for Reinforced Concrete. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 33, pp 521-534.

BENTZ, E.C.; VECCHIO F.J.; COLLINS, M.P.(2006).; Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. ACI Struct J;103(4):614-24.

CARELLI, J, A.; Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes, Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

CHUST, R, C.; FILHO, J, R, F.; Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118:2003, Universidade Federal de São Carlos, Vol, 3, p, 368, 2007.

COLLINS, M,P, (2001), Evaluation of shear design procedures for concrete structures, A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.

DUMÊT, T, B.; Estruturas de concreto armado I – notas de aula, Universidade Federal da Bahia, Escola politécnica, Departamento de construção e estruturas, Salvador, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Bruxelas, 2014.

FENWICK, R. C.; PAULAY, S. R. T.; Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of Structural Engineering, Vol. 94, nº 10, p. 2325-2350, 1968.

FUSCO, P, B, Estruturas de concreto: Solicitações Normais, Ed, Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1985.

FUSCO, P, B.; Estruturas de concreto: Solicitações tangenciais, Ed, PINI, nº 1, São Paulo, 2008.

FUSCO, P, B.; Tecnologia do concreto estrutural: Tópicos aplicados, Ed, PINI, nº 1, São Paulo, 2008.

JÚNIOR, F. O. Q.; Análise de resistência ao cisalhamento em peças de seções circulares vazadas utilizando a teoria do campo de compressão modificada, Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014.

LACHEMI, M.; HOSSAIN, K.; M.; A.; LAMBROS, V.; Shear Resistance of Self-Consolidating Concrete Beams — Experimental Investigations, *Engineering Structures*, Vol. 21, nº 10, p. 937-944, 1999

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard, *CONSTRUÇÕES DE CONCRETO: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*, Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda., 1977.

LIMA, J. C. L.; Proposta para Cálculo da Tensão de Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos, Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará. Belém, 2019.

MACGREGOR, J,G.; WIGHT, J,K.; *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Ed., Pearson Education, Inc, New Jersey, nº 6, p, 1157, 2012.

MÖRSCH. E.; “Concrete Steel Construction”, McGraw-Hill Book Company, New York, 368pp (English Translation by E.P.Goodrich of 3rd ed. of *Der Eisenbertonbau*, 1st ed 1902.

NASCIMENTO, I. O.; Análise experimental de vigas em concreto armado ao cisalhamento, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará. Belém, 2019.

PENDYALA, R. S.; MENDIS, P.; Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 97, nº 4, p. 564-571, 2000.

POLI, S.; D.; GAMBAROVA, P. G.; KAKAKOÇ, C; Aggregate Interlock role in RC Thin-Webbed Beam in Shear, *ASCE, American Society of Civil Engineers*, Vol. 113, nº 1, p. 1-19,1987.