



Luamim Sales Tapajós

**Cisalhamento em Elementos de Concreto
Armado com Estribos Desconectados**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo professor Maurício de Pina Ferreira

Belém – Pará – Brasil

2017

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Luamim Sales Tapajós

**Cisalhamento em Elementos de Concreto Armado com Estribos
Desconectados**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Maurício de Pina Ferreira

Belém
Abril de 2017

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Luamim Sales Tapajós

Cisalhamento em Elementos de Concreto Armado com Estribos Desconectados

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPA. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Maurício de Pina Ferreira

Orientador

Universidade Federal do Pará – UFPA

Alcebíades Negrão Macêdo

Examinador Interno

Universidade Federal do Pará – UFPA

Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Examinador Externo

Universidade de Brasília – UnB

José Márcio Fonseca Calixto

Examinador Externo

Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG

Belém, 07 de abril de 2017.

Aos meus pais, Izabel e Dilton.

“Apesar de você, amanhã há de ser outro dia”

(Chico Buarque de Hollanda)

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus, independente de forma, crença ou religião, pois não existe explicação para uma pessoa receber tantas bênçãos como eu recebi ao longo de toda minha vida, só tenho a agradecer por todas as oportunidades e por essa vida maravilhosa.

Agradeço imensamente ao professor Maurício Pina, que me inspirou a seguir a carreira acadêmica, desde o ano de 2011, quando fui seu aluno de mecânica dos sólidos 1, e sua juventude e determinação me fizeram acreditar nessa profissão. Apesar de todas as brincadeiras, tenho muito respeito por essa pessoa, que me ensinou coisas que vão além do campo profissional, onde desenvolvemos uma grande amizade, durante nossa luta por uma Universidade mais justa.

Não posso deixar de agradecer, também, ao professor Aarão Neto, que abriu as portas do NDAE (Núcleo de Desenvolvimento Amazônico de Engenharia) para realização dessa pesquisa, e ainda me ensinou muitas coisas durante o programa experimental, não só coisas de laboratório, mas também ensinamentos que me fizeram amadurecer como pessoa e profissional, sempre com paciência e humildade.

Ao professor Paul Regan, pela colaboração e dedicação empreendidas na fase de idealização dos ensaios dessa pesquisa.

Agradeço ao professor Marcelo Rassy por disponibilizar a infraestrutura do CAMTUC (Campus de Tucuruí – UFPA) para desenvolver esse trabalho.

Aos parceiros de Tucuruí: Diego Ferreira, Jedson Abrantes, Letícia Siqueira, Renan Torquato, Romário Ribeiro e Vanessa Ferreira, que viabilizaram mais do que seus esforços e dedicação, mas também se tornaram meus grandes amigos, convivendo durante meses comigo, tornando as manhãs, tardes e noites em que trabalhamos como uma atividade prazerosa, apesar de todo o cansaço. Sem vocês isso não seria possível.

Aos amigos do NUNEA (Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada), principalmente ao Manoel Mangabeira e Rafael Barros, que me acompanham desde o início das minhas atividades de pesquisa, e seus trabalhos deram grande suporte para a realização da minha pesquisa. Também agradeço aos amigos Alex Nascimento, Allan Cardoso, Daniela Carvalho, Douglas Santos, Fred Maués, Hamilton Costa, Karoline Dantas, Marcus Vinícius, Matheus Kenji, Ramon Lopes, Tássio Queiroz e Walter Cancela.

Meu agradecimento também vai aos alunos, técnicos e professores do Laboratório de Engenharia Mecânica de Tucuruí, que contribuíram para a confecção das armaduras e

aparatos para o sistema de ensaio, Danilo, Edno, Jaqueline, Jhovany, Mateus, Matheus, Railan e Suene, coordenados pelo professor Wassim El Banna, sempre muito solícito.

À Francirene Bonfim e Rômulo Brito, técnica e bolsista do Laboratório de Engenharia Civil de Tucuruí, respectivamente, pelo apoio e paciência durante a realização dos ensaios.

À turma de 2012 do curso de Engenharia Civil do CAMTUC, que posso dizer sem sombras de dúvida que é a melhor turma que eu já tive o prazer de conhecer, pelo acolhimento durante minha estadia em Tucuruí, além de ajudarem na realização dessa pesquisa. Muitos se tornaram meus amigos, como João Pedro, João Tiago e Leonardo Melo.

Ao CNPq, CAPES, FAPESP e FAPESPA pelos financiamentos para a realização desse trabalho e à Concrenorte pela disponibilização do concreto utilizado.

Agradeço ao professor Alcebíades Macêdo, pela oportunidade de participar do PET por 2 anos e mais 1 ano como bolsista de iniciação científica, iniciando, assim, minha trajetória acadêmica.

Agradeço a todos os tios, tias, primos, primas, avôs e avós, principalmente às minhas tias Biga e Seré e suas famílias, por terem me acolhido em Belém, quando cheguei no ano de 2010.

Agradeço ao meu irmão mais velho Ib, que foi o primeiro amigo que a vida me deu, e sempre me deu suporte. Meu irmão Tiê, eterno caçula, por quem tenho muito carinho, cuidado e admiração. Meu irmão Cleiton, que apesar de não termos o mesmo sangue, temos o mesmo coração, por isso somos tão parecidos. Apesar de conhecê-lo há pouco tempo, já o amo também, meu irmãozinho Daniel.

Agradeço à toda família da minha namorada, principalmente à Elionara, Eliana e Maria Eduarda, por terem me acolhido como parte da família.

Ao meu melhor amigo Hachi, pela sua fidelidade, companheirismo e amor incondicional.

À uma pessoa que é minha melhor amiga, companheira e confidente há mais de 5 anos, que apesar de todas as turbulências enfrentadas durante esse mestrado, não deixou de me amar e me apoiar, mesmo sendo tão difícil aguentar tudo pelo que passamos, minha namorada Bárbara Leão. Te amo linda!

Por último, e com certeza mais importante, ao meu alicerce, mãe e pai. Por todo o esforço que vocês fizeram para que eu chegasse até aqui, abrindo mão, diversas vezes, de realizar seus próprios sonhos para que eu e meus irmãos realizássemos os nossos. Faltam-me palavras para agradecer-los, por isso dedico tudo isso a vocês.

Resumo

TAPAJÓS, L. S. (2017). **Cisalhamento em Elementos de Concreto Armado com Estribos Desconectados**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 98p.

A utilização de armaduras de cisalhamento pode conferir aumento de resistência e ductilidade em elementos de concreto armado. Porém, dependendo do tipo de armadura e do tipo de construção e solicitação da mesma, pode ocorrer conflito entre as barras longitudinais e transversais. Para solucionar esse problema, alguns pesquisadores recorreram ao uso de armaduras de cisalhamento internas, ou seja, que são posicionadas entre as barras de flexão. Além de evitar o conflito com a armadura longitudinal, a utilização desse tipo de armadura ainda pode aumentar a produtividade na obra, tanto pela montagem, quanto pela produção, pois esse tipo de armadura pode ser pré-fabricada. Contudo, a utilização de armaduras internas de cisalhamento ainda é limitada pela falta de recomendações normativas amparando esse uso, bem como ainda existem poucos estudos experimentais acerca do tema. Diante disso, esse trabalho apresenta um tipo de armadura interna de cisalhamento, testada em um programa experimental e comparada com outros tipos de armadura. No total, o programa experimental envolveu o ensaio de 9 vigas faixa de concreto armado, onde as principais variáveis foram o tipo e taxa de armadura. Além dos ensaios nas vigas, ainda foram realizados ensaios em espécimes reduzidos, pelo método de push-off. Como resultados, são apresentados gráficos de deslocamentos, deformações nas armaduras de flexão e cisalhamento e no concreto, mapas de fissuração, superfícies e modo de ruptura, bem como foram comparadas as cargas últimas observadas nos ensaios com as cargas teóricas estimadas por diferentes recomendações normativas. Como principais conclusões, verificou-se que os estribos desconectados podem apresentar o mesmo desempenho que armaduras transversais com ancoragem externa, bem como a utilização de uma armadura complementar ao estribo W pode aumentar a resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado e evitar a delaminação.

Palavras-chave

Concreto armado; Cisalhamento unidirecional; Armadura de cisalhamento; Estribo desconectado.

Abstract

TAPAJÓS, L. S. (2017). **Shear in Reinforced Concrete Members with Unconnected Stirrups**. MSc Thesis, Institute of Technology, Federal University of Para, Belem, Para, Brazil, 98p. (in Portuguese).

The use of shear reinforcement can improve shear strength and ductility in reinforced concrete elements. However, depending on the type of reinforcement and the type of construction and solicitation thereof, there may be conflict between the longitudinal and transverse bars. To solve this problem, some researchers have used unconnected shear reinforcements, which are positioned between the longitudinal bars. In addition to avoiding conflict with longitudinal reinforcement, the use of this type of reinforcement can still increase the productivity at the job site, since this type of reinforcement can be prefabricated. However, the use of unconnected shear reinforcement is still limited by the lack of design recommendations supporting their use, as well as there are few experimental studies on the subject. Therefore, this work presents a type of unconnected shear reinforcement, tested in an experimental program and compared with other types of reinforcement. In total, the experimental program involved the testing of 9 reinforced concrete wide beams, where the main variables were the type and rate of reinforcement. In addition to the tests on the beams, tests were carried out on reduced specimens by the push-off test. As results, graphs of displacements, deformations in the flexural and shear reinforcement and in the concrete, cracking maps, surfaces and rupture mode are presented, as well as the last loads observed in the tests with the theoretical loads estimated by different normative recommendations. As the main conclusions, it was observed that the unconnected stirrups can have the same performance in comparison with shear reinforcements with connected anchorage, as well the use of a complementary reinforcement to the W stirrup can improve the shear resistance of a reinforced concrete beam and avoid delamination.

Keywords

Reinforced concrete; One-Way shear; Shear reinforcement; Unconnected stirrup.

Sumário

Capítulo	Página
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA	4
1.2. OBJETIVOS	4
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO UNIDIRECIONAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	6
2.2. ESTADOS LIMITES PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA DE CISALHAMENTO	10
2.3. INFLUÊNCIA DA ANCORAGEM DA ARMADURA TRANSVERSAL NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	11
2.4. ESTRIBO W	16
2.5. ESTIMATIVAS TEÓRICAS	20
2.5.1. ACI 318 (2014)	20
2.5.2. ABNT NBR 6118 (2014)	21
2.5.3. Eurocode 2 (2004)	23
2.5.4. Resistência à flexão de vigas de concreto armado	25
2.5.5. Teoria de atrito-cisalhamento	26
2.5.6. Response 2000	27
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	29
3.1. CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS	29
3.1.1. Geometria e armadura de flexão	30
3.1.2. Armadura de cisalhamento da 1ª série	31
3.1.3. Armadura de cisalhamento da 2ª série	35
3.2. INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS	36
3.2.1. Deslocamento vertical	36

3.2.2.	Deformações no concreto	37
3.2.3.	Deformações na armadura de flexão	37
3.2.4.	Deformações na armadura de cisalhamento	38
3.2.4.1.	Grupo “C”	38
3.2.4.2.	Grupo “S”	39
3.2.4.3.	Grupo “W”	40
3.3.	SISTEMA DE ENSAIO DAS VIGAS	41
3.4.	CARACTERÍSTICAS DOS ESPÉCIMES DE PUSH-OFF	43
3.4.1.	Geometria e armadura construtiva	45
3.4.2.	Armadura de cisalhamento	45
3.5.	INSTRUMENTAÇÃO DO PUSH-OFF	49
3.5.1.	Deslocamentos	49
3.5.2.	Deformações nas armaduras de cisalhamento	50
3.6.	SISTEMA DE ENSAIO DO PUSH-OFF	51
3.7.	MATERIAIS	53
3.7.1.	Concreto	53
3.7.1.1.	Composição	53
3.7.1.2.	Propriedades mecânicas do concreto	54
3.7.2.	Propriedades mecânicas do aço	56
4.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	58
4.1.	RESPOSTAS À FLEXÃO DAS VIGAS	58
4.2.	1ª SÉRIE DE ENSAIOS DAS VIGAS	63
4.2.1.	Deslocamento vertical	63
4.2.2.	Deformação na armadura de flexão	64
4.2.3.	Deformação no concreto	65
4.2.4.	Deformações nas armaduras de cisalhamento	65
4.2.5.	Mapa de fissuração e superfície de ruptura	68
4.3.	2ª SÉRIE DE ENSAIOS DAS VIGAS	71
4.3.1.	Deslocamento vertical	71
4.3.2.	Deformação na armadura de flexão	71
4.3.3.	Deformações do concreto	72
4.3.4.	Deformações nas armaduras de cisalhamento	73
4.3.5.	Mapa de fissuração e modo de ruptura	75
4.4.	CARGAS DE RUPTURA DAS VIGAS	77

4.5.	PUSH-OFF	84
4.5.1.	Deslocamentos	84
4.5.2.	Deformações	85
4.5.3.	Modo de ruptura	86
4.5.4.	Cargas de ruptura	87
5.	CONCLUSÕES	88
5.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	88
5.2.	ENSAIO EM VIGAS	88
5.3.	ENSAIO DE PUSH-OFF	90
5.4.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	90
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92

Lista de Tabelas

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Características das vigas ensaiadas por FERREIRA <i>et al.</i> (2016).....	17
Tabela 2.2 - Características das armaduras de FERREIRA <i>et al.</i> (2016).....	18
Tabela 2.3 - Resultado das vigas ensaiadas por FERREIRA <i>et al.</i> (2016).....	20
Tabela 3.1 - Características das vigas.....	29
Tabela 3.2 - Características das armaduras de cisalhamento das vigas.....	30
Tabela 3.3 - Características dos espécimes de push-off	44
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do concreto.....	56
Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas do aço	57
Tabela 4.1 - Cargas de ruptura das vigas.....	77
Tabela 4.2 – Desempenho das estimativas teóricas.....	79
Tabela 4.3 - Cargas de ruptura dos espécimes de push-off	87

Lista de Figuras

Figura	Página
Figura 1.1 - Ruptura por cisalhamento (LUBELL <i>et al.</i> , 2004)	1
Figura 1.2 - Elementos estruturais sujeitos à ruptura por cisalhamento	2
Figura 1.3 – Tipos de armaduras	2
Figura 1.4 - Processo de montagem do estribo W em um elemento de concreto armado	4
Figura 2.1 - Comportamento de uma viga sem armadura transversal (Adaptado de WIGHT e MACGREGOR, 2012)	7
Figura 2.2 – Comportamento de uma viga com armadura transversal (Adaptado de WIGHT e MACGREGOR, 2012)	7
Figura 2.3 - Mecanismos de transferência do cisalhamento (Adaptado de CAVAGNIS <i>et al.</i> , 2015)	8
Figura 2.4 - Efeito arco (Adaptado de FISKER e HAGSTEN, 2016)	10
Figura 2.5 – Verificações quanto aos estados limites em vigas com armadura transversal	10
Figura 2.6 - Ancoragem das armaduras transversais	12
Figura 2.7 - Arrancamento de barras embutidas no concreto (Adaptado de REGAN, 2000)	13
Figura 2.8 - Resultados das análises computacionais de BEUTEL e HEGGER (2002)	14
Figura 2.9 - Desempenho das ancoragens de armaduras transversais	15
Figura 2.10 - Estribo W (FERREIRA <i>et al.</i> , 2016)	16
Figura 2.11 - Variáveis dos ensaios de FERREIRA <i>et al.</i> (2016)	17
Figura 2.12 - Vigas ensaiadas por FERREIRA <i>et al.</i> (2016)	18
Figura 2.13 - Superfície de ruptura das vigas de FERREIRA <i>et al.</i> (2016)	19
Figura 2.14 – Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) quanto à ancoragem de estribos	23
Figura 2.15 - Recomendações do Eurocode 2 (2004) quanto à ancoragem de estribos	25
Figura 2.16 - Distribuição de tensão e deformação assumida para o estado limite último	26
Figura 2.17 - Cisalhamento direto	27
Figura 2.18 - Comportamento do concreto à compressão adotado pelo Response 2000	28
Figura 3.1 - Variáveis dos ensaios das vigas	30
Figura 3.2 - Detalhe da viga R-3.5	31

Figura 3.3 - Armadura da viga R-3.5	31
Figura 3.4 - Detalhe da viga C-3.5-0.16	32
Figura 3.5 - Armadura da viga C-3.5-0.16	32
Figura 3.6 - Detalhe da viga S-3.5-0.16	33
Figura 3.7 - Armadura da viga S-3.5-0.16	33
Figura 3.8 - Estribo W	34
Figura 3.9 - Detalhe da viga W-3.5-0.17	34
Figura 3.10 - Armadura da viga W-3.5-0.17	34
Figura 3.11 - Detalhe da viga Wc-3.5-0.17	35
Figura 3.12 - Armadura da viga Wc-3.5-0.17	35
Figura 3.13 - Detalhe da viga C-3.5-0.24	35
Figura 3.14 - Detalhe da viga S-3.5-0.24	36
Figura 3.15 - Detalhe da viga W-3.5-0.25	36
Figura 3.16 - Detalhe da viga Wc-3.5-0.25	36
Figura 3.17 - Monitoramento do deslocamento vertical	37
Figura 3.18 - Extensometria da viga R-3.5	37
Figura 3.19 - EER colados na barra de flexão	38
Figura 3.20 - Extensometria das vigas do grupo "C"	39
Figura 3.21 - Estribos com os EER colados	39
Figura 3.22 - Extensometria das vigas do grupo "S"	40
Figura 3.23 - Studs com os EER colados	40
Figura 3.24 - Extensometria das vigas do grupo "W"	41
Figura 3.25 - Estribo W com os EER colados	41
Figura 3.26 - Sistema de ensaio das vigas	42
Figura 3.27 - Distribuição de tensões em uma viga sob carregamento	43
Figura 3.28 - Idealização do ensaio de push-off	44
Figura 3.29 - Variáveis dos ensaios de push-off	44
Figura 3.30 - Geometria e armadura construtiva dos espécimes de push-off	45
Figura 3.31 - Detalhe do espécime C	46
Figura 3.32 - Armadura do espécime C	46
Figura 3.33 - Detalhe do espécime S	47
Figura 3.34 - Armadura do espécime S	47
Figura 3.35 - Detalhe do espécime W	48
Figura 3.36 - Armadura do espécime W	48

Figura 3.37 - Detalhe do espécime Wc	49
Figura 3.38 - Armadura do espécime Wc	49
Figura 3.39 - Espécime com os LVDT's posicionados	50
Figura 3.40 - Extensometria do push-off	50
Figura 3.41 - Armaduras do push-off com os EER colados	51
Figura 3.42 - Pré-fissuração do push-off	52
Figura 3.43 - Sistema de ensaio do push-off	52
Figura 3.44 - <i>Slump test</i>	53
Figura 3.45 - Adensamento do concreto	54
Figura 3.46 - Ensaio de compressão do concreto	54
Figura 3.47 - Ensaio de tração por compressão diametral do concreto	55
Figura 3.48 - Ensaio de módulo de elasticidade do concreto	55
Figura 3.49 - Ensaio de caracterização do aço	56
Figura 3.50 - Tensão x deformação do aço	57
Figura 4.1 - Respostas à flexão da viga R-3.5	58
Figura 4.2 - Respostas à flexão da viga C-3.5-0.16	59
Figura 4.3 - Respostas à flexão da viga S-3.5-0.16	59
Figura 4.4 - Respostas à flexão da viga W-3.5-0.17	60
Figura 4.5 - Respostas à flexão da viga Wc-3.5-0.17	60
Figura 4.6 - Respostas à flexão da viga C-3.5-0.24	61
Figura 4.7 - Respostas à flexão da viga S-3.5-0.24	61
Figura 4.8 - Respostas à flexão da viga W-3.5-0.25	62
Figura 4.9 - Respostas à flexão da viga Wc-3.5-0.25	62
Figura 4.10 – Cortante x Deslocamento das vigas da 1ª série.	64
Figura 4.11 - Cortante x deformação na armadura de flexão das vigas da 1ª série	64
Figura 4.12 - Cortante x deformação no concreto das vigas da 1ª série	65
Figura 4.13 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga C-3.5-0.16	66
Figura 4.14 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga S-3.5-0.16	66
Figura 4.15 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga W-3.5-0.17	67
Figura 4.16 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga Wc-3.5-0.17	67
Figura 4.17 - Aspecto pós-ruptura da viga R-3.5	68
Figura 4.18 - Aspecto pós-ruptura da viga C-3.5-0.16	69
Figura 4.19 - Aspecto pós-ruptura da viga S-3.5-0.16	69

Figura 4.20 - Aspecto pós-ruptura da viga W-3.5-0.17	70
Figura 4.21 - Aspecto pós-ruptura da viga Wc-3.5-0.17	70
Figura 4.22 - Cortante x deslocamento das vigas da 2ª série	71
Figura 4.23 - Cortante x deformação na armadura de flexão das vigas da 2ª série	72
Figura 4.24 - Cortante x deformação no concreto das vigas da 2ª série	72
Figura 4.25 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga C-3.5-0.24	73
Figura 4.26 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga S-3.5-0.24	73
Figura 4.27 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga W-3.5-0.25	74
Figura 4.28 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga Wc-3.5-0.25	74
Figura 4.29 - Aspecto pós-ruptura da viga C-3.5-0.24	75
Figura 4.30 - Aspecto pós-ruptura da viga S-3.5-0.24	76
Figura 4.31 - Aspecto pós-ruptura da viga W-3.5-0.25	76
Figura 4.32 - Aspecto pós-ruptura da viga Wc-3.5-0.25	77
Figura 4.33 - $V_{ACI} \times V_u$	81
Figura 4.34 - $V_{NBR-I} \times V_u$	81
Figura 4.35 - $V_{NBR-II} \times V_u$	82
Figura 4.36 - $V_{EC2} \times V_u$	82
Figura 4.37 - $V_{R2000} \times V_u$	83
Figura 4.38 - Tensão cisalhante x deslizamento dos ensaios de push-off	84
Figura 4.39 - Tensão cisalhante x abertura da fissura dos ensaios de push-off	84
Figura 4.40 - Tensão cisalhante x deformação da armadura de cisalhamento do push-off	85
Figura 4.41 - Aspecto pós-ruptura dos espécimes de push-off	86

Lista de Símbolos

Símbolo	Significado
a	vão de cisalhamento
A_s	área de aço da armadura de flexão na parte tracionada da seção transversal
A_s'	área de aço da armadura de flexão na parte comprimida da seção transversal
A_{sw}	área de aço da armadura de cisalhamento por camada
A_{vf}	área de aço cruzando o plano de cisalhamento
b_w	largura da viga
C	componente de compressão na resistência à flexão da seção transversal de elementos de concreto armado
COV	coeficiente de variação
CP	corpo de prova
d	altura útil da viga
E_c	módulo de elasticidade do concreto
EER	extensômetro elétrico de resistência
E_s	módulo de elasticidade do aço
F	força axial
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{ct}	resistência à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$	resistência à tração do concreto inferior em 5% dos casos
f_{ctm}	resistência à tração média do concreto
f_{ys}	tensão de escoamento do aço
f_{yw}	tensão de escoamento da armadura de cisalhamento
f_{ywd}	tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento
h	altura da viga
h_{ef}	embutimento da armadura de cisalhamento no concreto
k	efeito de escala
L	comprimento da viga
LN	linha neutra
$LVDT$	transdutor de deslocamento linear variável

M	momento solicitante
n_f	número de barras de flexão na seção transversal
n_w	número de barras transversais por camada
S	deslizamento relativo
s	espaçamento entre as camadas da armadura de cisalhamento
T	componente de tração na resistência à flexão da seção transversal de elementos de concreto armado
V	cortante solicitante
V_{ACI}	resistência ao cisalhamento estimada pelo ACI 318 (2014)
V_{EC2}	resistência ao cisalhamento estimada pelo Eurocode 2 (2004)
V_{flex}	cortante resistente à flexão estimado
V_n	resistência ao cisalhamento direto
V_{NBR-I}	resistência ao cisalhamento estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)
V_{NBR-II}	resistência ao cisalhamento estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,c}$	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal
$V_{R,cI}$	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,cII}$	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,cs}$	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal
$V_{R,csI}$	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,csII}$	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,max}$	resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado
$V_{R,maxI}$	resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,maxII}$	resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,s}$	contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado
$V_{R,sI}$	contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)
$V_{R,sII}$	contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)
V_{ref}	resistência última ao cisalhamento da viga de referência
V_u	resistência última ao cisalhamento
w	abertura da fissura
α	ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento
δ	deslocamento vertical
ϵ_c	deformação do concreto
ϵ_l	deformação da armadura de flexão
ϵ_w	deformação da armadura de cisalhamento
ϵ_{ys}	deformação de escoamento do aço
θ	ângulo de inclinação da biela
μ	coeficiente de atrito
ρ_l	taxa de armadura longitudinal
ρ_w	taxa de armadura transversal
τ	tensão cisalhante
τ_{ACI}	tensão cisalhante estimada pelo ACI 318 (2014)
τ_u	tensão cisalhante última
ϕ_l	diâmetro da armadura de flexão positiva
ϕ_l'	diâmetro da armadura de flexão negativa
ϕ_w	diâmetro da armadura de cisalhamento

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto armado estão sujeitas a tensões cisalhantes, sendo o seu nível de intensidade dependente dos tipos de solicitação e estrutura. Rupturas associadas a esse tipo de ação são muito perigosas, pois estão associadas, geralmente, a baixos níveis de fissuração e deslocamento, impossibilitando que o engenheiro possa intervir antes que a estrutura entre em colapso, como ocorreu em uma base aérea dos Estados Unidos com o colapso parcial de vigas de concreto armado, como mostra a Figura 1.1.

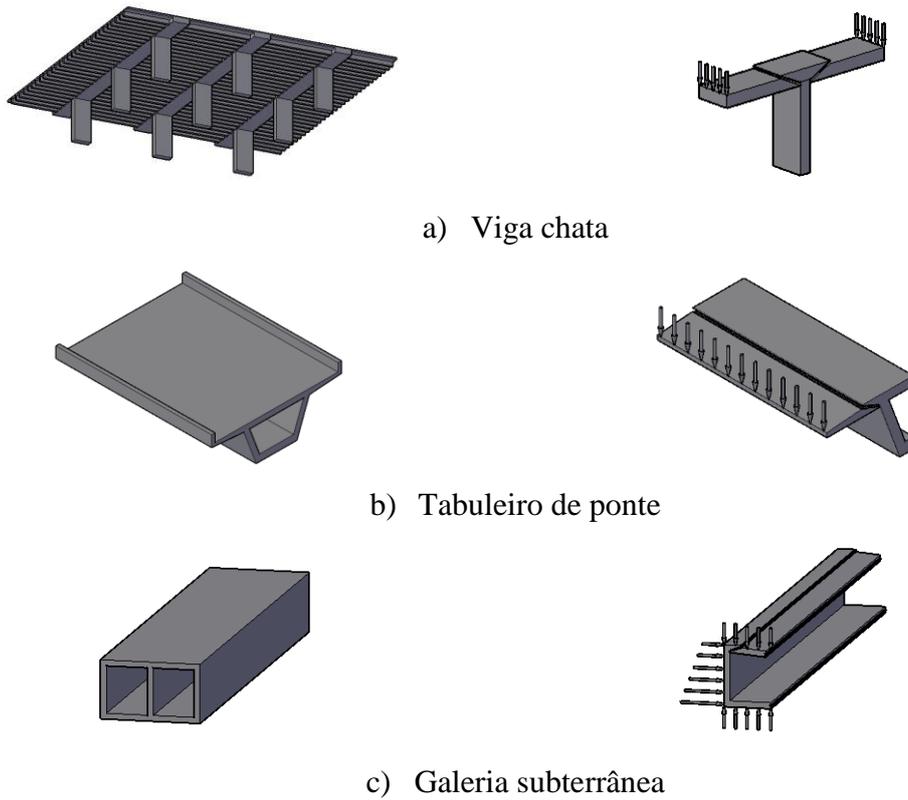
Figura 1.1 - Ruptura por cisalhamento (LUBELL *et al.*, 2004)



Uma das formas mais eficientes de se aumentar a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado é através da utilização de armaduras transversais, que além dessa finalidade, ainda contribuem para aumentar a ductilidade da estrutura. O desempenho dessas armaduras está diretamente associado à capacidade das mesmas em transferir esforços ao concreto. A fim de garantir uma melhor ancoragem, as normas usualmente recomendam que as armaduras de cisalhamento envolvam as armaduras de flexão, ou utilizem dispositivos mecânicos, a fim de garantir uma melhor ancoragem.

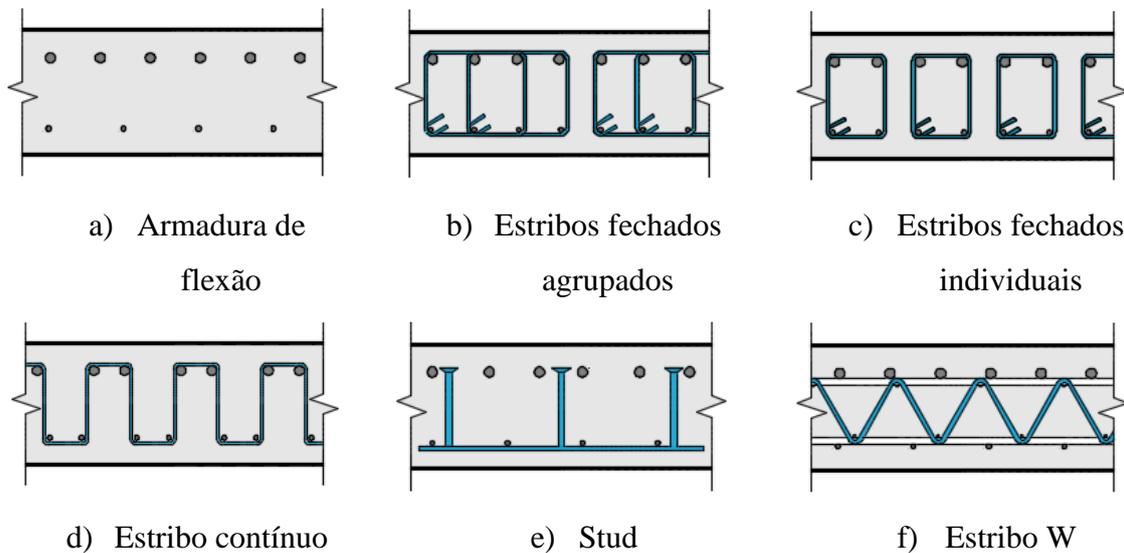
No entanto, existem casos em que estruturas de concreto armado estão sujeitas a altas solicitações por flexão e cisalhamento, demandando altas taxas de armadura longitudinal e transversal, podendo levar a um conflito entre as barras na montagem das armaduras, no caso de armaduras transversais que se ancoram às barras de flexão. Algumas dessas situações são ilustradas na Figura 1.2.

Figura 1.2 - Elementos estruturais sujeitos à ruptura por cisalhamento



Para ilustrar a situação discutida, a Figura 1.3 apresenta a seção transversal de um elemento de concreto armado sujeito ao cisalhamento unidirecional, onde em 1.3a é apresentada a armadura longitudinal necessária para resistir aos esforços por flexão e as figuras de 1.3b a 1.3f mostram algumas opções de armaduras de cisalhamento.

Figura 1.3 – Tipos de armadura



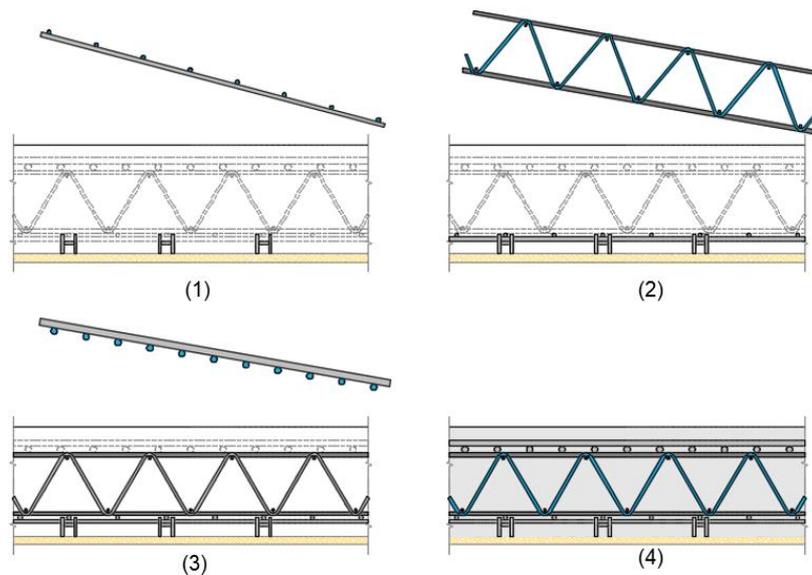
Os estribos fechados apresentam como principal característica a facilidade de fabricação e baixo custo, uma vez que é um tipo de armadura fabricado *in loco*, possuem uma boa ancoragem, uma vez que se ancoram às barras de flexão, e ainda auxiliam no posicionamento da armadura transversal, podendo ser dispostos agrupados (Figura 1.3b) ou individualmente (Figura 1.3c). No entanto, esses estribos são dobrados e armados um a um, demandando mão-de-obra específica para esse serviço. Uma forma de otimizar essa função, é a utilização dos estribos contínuos (Figura 1.3d), que agiliza o processo de fabricação e montagem, em relação aos estribos fechados, garantindo, ainda, as mesmas vantagens.

Porém, tanto os estribos fechados como contínuos dependem da posição das barras de flexão para sua ancoragem, com isso são necessárias, algumas vezes, mais barras longitudinais para posicionar essas armaduras de cisalhamento. Uma boa alternativa para essa situação é a utilização de studs (Figura 1.3e), que pouco interferem na posição da armadura de flexão, uma vez que sua ancoragem é garantida mecanicamente pela cabeça do conector. Além desse tipo de armadura apresentar uma melhor ancoragem que os estribos, ainda apresenta a vantagem de ser fabricado industrialmente e maior facilidade de montagem, com isso é possível otimizar o tempo de execução do serviço e menor consumo de mão-de-obra.

No entanto, os studs não contribuem para o posicionamento das armaduras de flexão, podendo dificultar a montagem das mesmas. Diante disso, uma boa alternativa é a utilização do estribo W (Figura 1.3f), que é um tipo de armadura desconectada, de acordo com FERREIRA *et al.* (2016), pois não se ancora às barras de flexão. Esse tipo de armadura é posicionado entre as barras de flexão, por isso, não depende da sua posição, possibilitando o processo de industrialização do estribo W, bem como facilita e agiliza o processo de montagem das armaduras.

Além dessas vantagens, esse tipo de armadura ainda auxilia no posicionamento das barras de flexão, como demonstrado na Figura 1.4, onde no primeiro passo se tem a fôrma com os espaçadores recebendo a armadura de flexão inferior. O segundo passo consiste no posicionamento do estribo W em cima das barras de flexão, em seguida, no passo 3, as barras de flexão na parte superior da peça são posicionadas sobre o estribo W, e, por último, é mostrada a seção da peça após a montagem de toda a armadura.

Figura 1.4 - Processo de montagem do estribo W em um elemento de concreto armado



1.1. Justificativa

Apesar das vantagens apresentadas pelo estribo W, sua utilização ainda necessita de mais estudos, tanto por existirem poucos ensaios experimentais em elementos de concreto armado com esse tipo de armadura. Além disso, poucos pesquisadores estudaram o comportamento de estruturas de concreto com armaduras de cisalhamento posicionadas entre as barras de flexão, bem como alguns ainda observaram a possibilidade de uma ruptura prematura por delaminação, nessa situação. Portanto, a realização desse trabalho se justifica pela carência de resultados experimentais nesse campo, bem como por abordar um tema de relevância internacional.

1.2. Objetivos

O objetivo principal desse trabalho é avaliar o desempenho de elementos de concreto com estribos desconectados sob a ação do cisalhamento.

Tem-se como objetivos específicos os seguintes tópicos:

- Comparar o desempenho de vigas faixa com diferentes tipos e taxas de armadura transversal sob cisalhamento;
- Verificar a viabilidade do ensaio de cisalhamento direto pelo método de push-off, para avaliar o desempenho de diferentes tipos de armadura transversal;

- Investigar a influência da utilização de uma armadura complementar aos estribos W, com o intuito de evitar a delaminação;
- Comparar os resultados experimentais com os obtidos seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e Eurocode 2 (2004), bem como com as respostas obtidas pelo programa Response 2000.

1.3. Organização do trabalho

No Capítulo 2, é apresentada a revisão bibliográfica, discutindo o comportamento de elementos de concreto submetidos ao cisalhamento, com e sem armadura transversal, tipos de ruptura por cisalhamento, considerações a respeito dos tipos de armadura transversal e fatores que afetam o seu desempenho, bem como recomendações normativas disponíveis para o dimensionamento ao cisalhamento.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental, detalhando os espécimes fabricados e materiais utilizados; detalha-se ainda a metodologia de ensaio para obtenção dos resultados experimentais.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados experimentais, tais como carga e modo de ruptura, deslocamentos, deformações e comparação com as resistências teóricas obtidas seguindo as recomendações apresentadas neste trabalho.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir dos resultados da dissertação e sugestões para trabalhos futuros. Em seguida são apresentadas as referências bibliográficas.

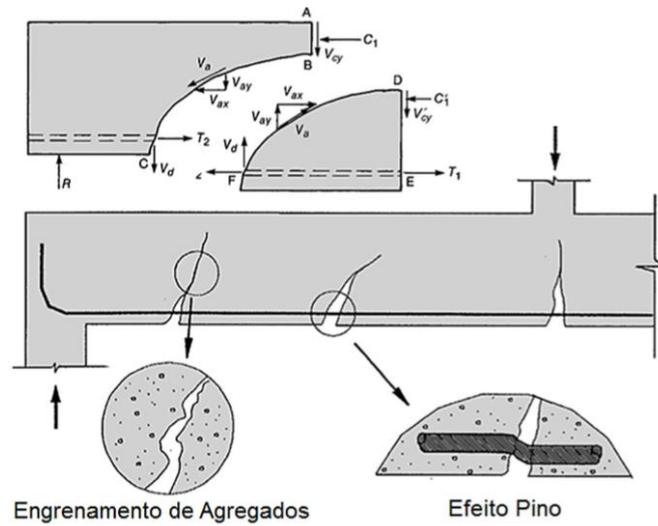
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Resistência ao cisalhamento unidirecional de elementos de concreto armado

O comportamento de elementos de concreto armado sob a ação do cisalhamento unidirecional pode ser expresso como o de uma viga. Para o caso de uma viga sem armadura transversal, os principais mecanismos que contribuem para a resistência ao cisalhamento são o efeito pino e engrenamento dos agregados. O efeito pino se dá pela contribuição da armadura longitudinal, após o surgimento das fissuras por flexão, conforme evidenciaram KREFELD e THURSTON (1966), CHANA (1987) e DEI POLI *et al.* (1993). Esse efeito é bastante eficiente em regiões onde dificilmente se propagam fissuras horizontais de delaminação, casos de vigas curtas ou ainda vigas esbeltas com estribos, de acordo com REGAN (1971) e CAMPANA *et al.* (2013). FERNÁNDEZ RUIZ *et al.* (2013) também relatam que, quando a fissura crítica de cisalhamento se desenvolve cruzando a armadura de compressão da viga, o efeito pino se torna bastante eficiente. Porém, quando as fissuras por delaminação se formam em vigas esbeltas sem estribos, esse efeito deve ser desprezado, de acordo com JELIC *et al.* (1999), ZARARIS (2003) e MUTTONI e FERNÁNDEZ RUIZ (2008).

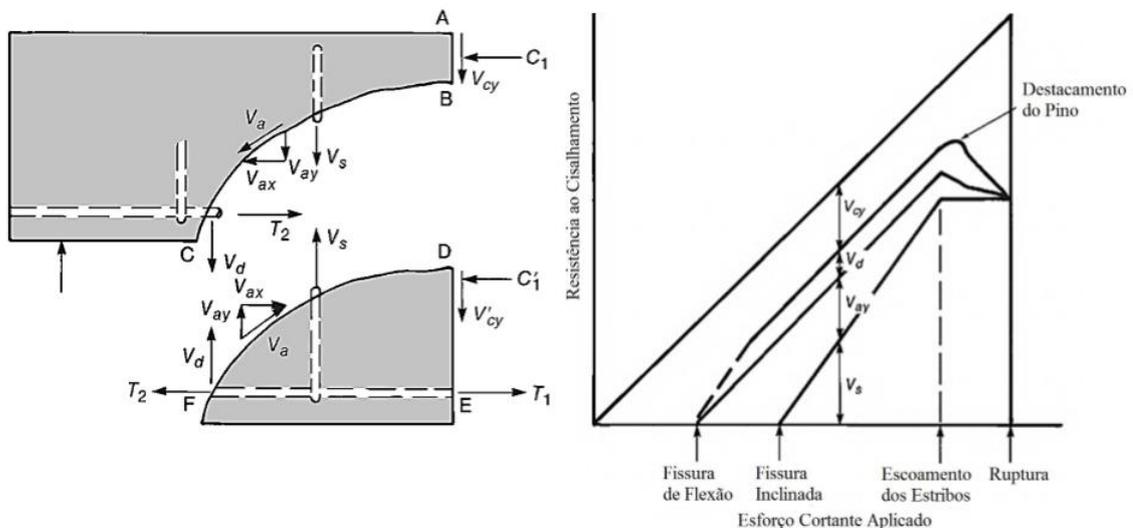
O engrenamento dos agregados consiste na transmissão de tensões cisalhantes de compressão através das fissuras, devido à rugosidade dos agregados. Este efeito foi estudado por diversos autores como TAYLOR (1970), WALRAVEN (1980), ULAGA (2003) e SAGASETA e VOLLUM (2011). Dentre as diversas conclusões apresentadas por eles, destacam-se que esse efeito é governado pela rugosidade da superfície de contato, diâmetro máximo do agregado graúdo e abertura e tipos de fissuras. CAMPANA *et al.* (2013) comentam que o engrenamento dos agregados é a ação mais dominante na resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, uma vez que nessas peças a fissura crítica de cisalhamento tende a ser mais íngreme do que em uma viga com armadura de cisalhamento. A Figura 2.1 mostra o comportamento de uma viga sem armadura transversal, destacando-se o efeito pino e engrenamento dos agregados.

Figura 2.1 - Comportamento de uma viga sem armadura transversal (Adaptado de WIGHT e MACGREGOR, 2012)



Embora as vigas sem armadura transversal possuam certa resistência ao cisalhamento, o modo de ruptura associado a esses elementos é frágil, uma vez que o efeito pino e engrenamento dos agregados só apresentam grande eficiência quando o tamanho das fissuras é limitado, portanto, com o aumento da fissuração, grande parte da resistência da viga ao cisalhamento é comprometida, e o mecanismo de transferência dessa ação é interrompido, levando a uma ruptura brusca. Então, o uso de armadura transversal pode contribuir para o aumento da resistência ao cisalhamento de vigas, como mostra o mecanismo da Figura 2.2.

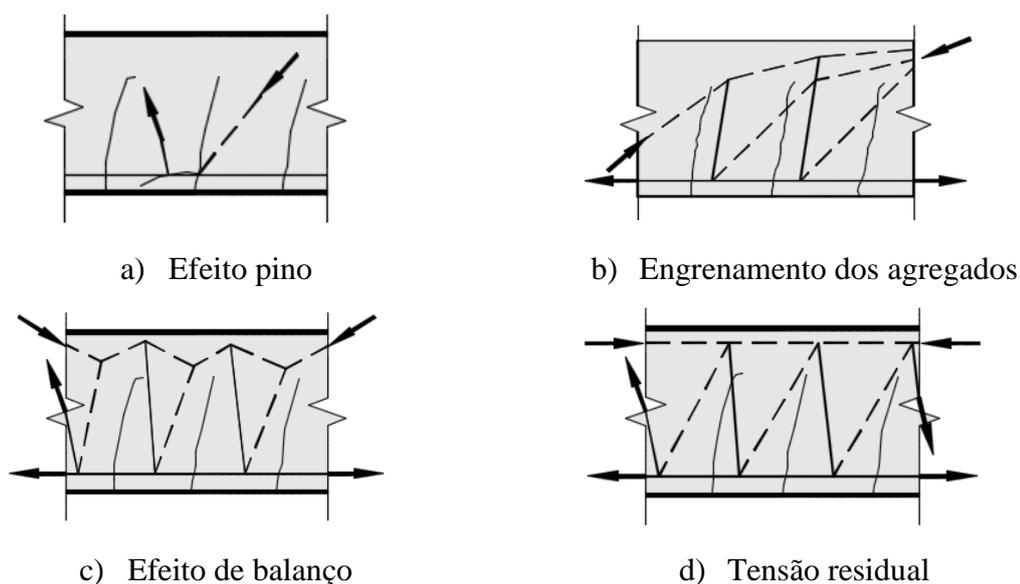
Figura 2.2 – Comportamento de uma viga com armadura transversal (Adaptado de WIGHT e MACGREGOR, 2012)



Na Figura 2,2, observa-se o comportamento de uma viga com armadura transversal, observa-se que, enquanto a peça não apresenta fissuras, o concreto é responsável pela transferência das tensões cisalhantes. Após o surgimento das fissuras de flexão, o efeito pino começa a contribuir para a resistência da viga, enquanto que a contribuição do concreto na parte tracionada diminui, devido à fissuração. Com o surgimento das fissuras inclinadas por cisalhamento, o engrenamento dos agregados passa a atuar na peça, transferindo as tensões de compressão, enquanto que a armadura transversal também passa a ser solicitada, transferindo as tensões de tração. Além dessa contribuição, a armadura de cisalhamento ainda possibilita maior eficiência para os demais mecanismos, uma vez que contribui para evitar a abertura das fissuras.

CAVAGNIS *et al.* (2015) expressam o comportamento de vigas sem armadura transversal sob cisalhamento por meio de modelos de bielas e tirantes, mostrando como pode ocorrer os mecanismos do efeito pino (Figura 2.3a) e engrenamento dos agregados (Figura 2.3b), além de considerar outros mecanismos, como o efeito de balanço (*cantilever action*) na Figura 2.3c e a tensão residual de tração do concreto, na Figura 2.3d.

Figura 2.3 - Mecanismos de transferência do cisalhamento (Adaptado de CAVAGNIS *et al.*, 2015)



Com base nos modelos de bielas e tirantes, observa-se que, num plano fissurado, as tensões de tração continuam a ser transferidas na viga por meio do efeito pino, onde se posiciona a armadura de flexão, como mostra a Figura 2.3a. Na Figura 2.3b, verifica-se que

as bielas continuam a ser formadas, mesmo atravessando fissuras, isso é justificado pelo engrenamento dos agregados, que possibilita essa transferência de esforços.

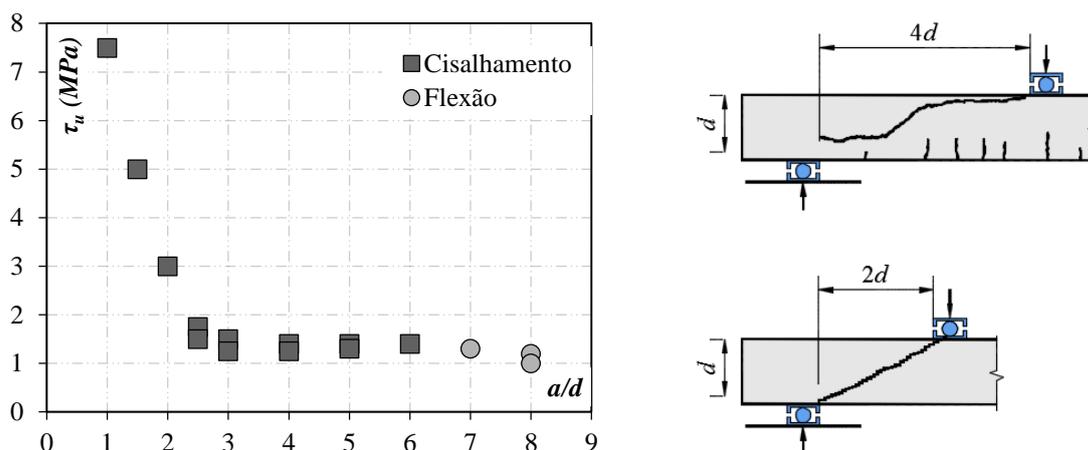
O efeito de balanço foi apresentado por KANI (1964), esse mecanismo ocorre após o início de fissuração e pode ser compreendido com base no modelo de bielas e tirantes da Figura 2.3c, onde o banzo comprimido assume um aspecto deformado, de forma que os nós das bielas e tirantes fiquem posicionados entre as fissuras, solicitando a parte não fissurada do concreto. Ressalta-se que a contribuição do efeito de balanço é limitada pelo desenvolvimento das fissuras de flexão para fissuras de cisalhamento, que impede a transferência das tensões de tração, conforme explicam MUTTONI e FERNÁNDEZ RUIZ (2008). Esse mecanismo é adotado em conjunto com o efeito arco nos modelos de dimensionamento propostos por ZARARIS (2003) e TUREYEN e FROSCHE (2003).

HILLEBORG (1983) demonstrou que, após a fissuração, o concreto apresenta um comportamento *softening*, que permite a transferência de esforços através das fissuras, devido à tensão residual de tração do concreto, como mostra a Figura 2.3d. Porém, a resistência propiciada por esse mecanismo é limitada a fissuras com aberturas de até 0,2 mm, segundo HORDIJK (1992). Vale ressaltar, também, que esse mecanismo está diretamente relacionado ao efeito de escala, uma vez que SYROKA-KOROL e TEJCHMAN (2014) relatam, com base nos estudos de diversos autores, que o efeito de escala está geralmente associado ao tamanho das aberturas das fissuras e seus espaçamentos.

O efeito de escala é o fenômeno de perda de tensão resistente, devido ao aumento do tamanho do elemento, para materiais que apresentam ruptura frágil, segundo BAZANT (1984). Inicialmente, o efeito de escala era interpretado estatisticamente como consequência da aleatoriedade da resistência do material, logo, em estruturas maiores, encontra-se com maior facilidade pontos de menor resistência no material. Porém, para BAZANT *et al.* (1994), o efeito de escala deve ser explicado a partir da dissipação de energia devido ao crescimento da macro fissuração.

Além dos mecanismos apresentados, é possível que ocorra, também, o efeito arco em vigas de concreto armado. Esse efeito ocorre quando parte do carregamento aplicado a uma viga é transferido diretamente ao apoio, sem o mecanismo de treliça, e tem bastante influência na resistência ao cisalhamento em vigas com relação a/d menor que 2,5, de acordo com FISHER e HAGSTEN (2016). A Figura 2.4 mostra uma tendência de diminuição da resistência ao cisalhamento conforme aumenta a relação a/d , sendo que para valores a partir de 2,5, essa relação pouco influencia na resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal.

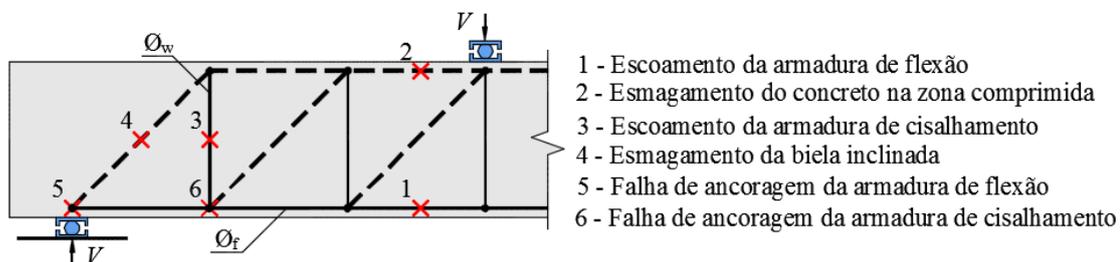
Figura 2.4 - Efeito arco (Adaptado de FISKER e HAGSTEN, 2016)



2.2. Estados limites para vigas de concreto armado com armadura de cisalhamento

Em uma viga com armadura transversal, algumas verificações devem ser feitas, com o intuito de evitar que os estados limites deixem de ser atendidos. A Figura 2.5 mostra uma viga esbelta sob carregamento pontual, ocasionando flexão e cisalhamento na mesma, com isso estima-se que a transferência da carga ao apoio ocorra por um mecanismo de treliça, sem muita interferência do efeito arco. A situação apresentada nessa figura é representada por um modelo de bielas e tirantes, sendo as linhas pontilhadas as bielas comprimidas e as contínuas os tirantes tracionados, posicionados onde se encontram as armaduras de cisalhamento e flexão.

Figura 2.5 – Verificações quanto aos estados limites em vigas com armadura transversal



As verificações quanto aos esforços de flexão devem ser feitas atentando-se para o escoamento da armadura de flexão e o esmagamento da zona comprimida, respectivamente os pontos 1 e 2 da Figura 2.5. Uma viga de concreto armado pode atingir sua capacidade máxima resistente após a armadura de flexão escoar, deixando assim de atender ao estado

limite último, isso ocorre em vigas sub armadas. No caso de vigas super armadas, a peça pode atingir sua capacidade máxima quando o concreto esmaga na zona comprimida. Em ambos os casos se caracterizam rupturas por flexão.

Além da verificação quanto à flexão, é necessária também a verificação quanto ao cisalhamento. É possível que uma viga atinja sua resistência última após a armadura transversal escoar, como mostra o ponto 3 da Figura 2.5. Isso pode ocorrer em vigas com baixa taxa de armadura transversal, ou ainda em vigas com altas taxas de armadura longitudinal, onde a resistência ao cisalhamento é menor que à flexão. Quando esse tipo de falha leva à ruptura da estrutura, caracteriza-se uma ruptura por cisalhamento proveniente de tração diagonal. Uma ruptura por tração diagonal pode ocorrer principalmente em vigas esbeltas sem armadura de cisalhamento.

Outra verificação a ser feita quanto ao cisalhamento é ilustrada no ponto 4 da Figura 2.5. Uma viga pode falhar por cisalhamento após ocorrer o esmagamento da biela inclinada, podendo levar a mesma, inclusive, à ruína. Esse tipo de ruptura pode ocorrer em vigas muito curtas, onde a resistência à flexão é, geralmente, muito superior à ao cisalhamento, bem como, por conta da geometria, o desenvolvimento de tensões por tração diagonal é dificultado. Também é possível que esse fenômeno ocorra em vigas esbeltas, quando se tem altas taxas de armadura longitudinal e transversal.

Além dessas verificações para que uma viga atenda aos estados limites, são necessárias verificações quanto à ancoragem das armaduras de flexão e cisalhamento, pontos 5 e 6 da Figura 2.5, respectivamente. Quando ocorre a falha de ancoragem da armadura de flexão, a viga não consegue atingir a capacidade máxima para a qual estava projetada. O mesmo ocorre quando a armadura de cisalhamento não consegue transferir os esforços de tração para a armadura longitudinal, com isso, desenvolvem-se fissuras horizontais de delaminação, podendo levar a estrutura a romper, como verificado por alguns autores. Isso pode ocorrer em armaduras de cisalhamento desconectadas, como será mostrado adiante.

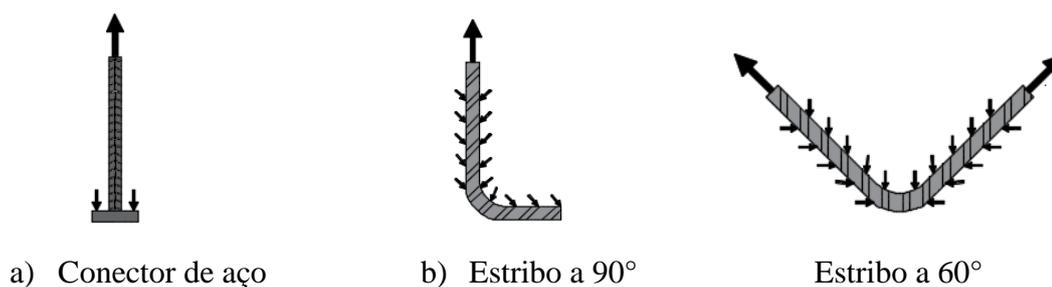
2.3. Influência da ancoragem da armadura transversal na resistência ao cisalhamento

A eficácia da armadura de cisalhamento está relacionada à máxima tensão desenvolvida na barra vertical. Diferentemente de um ensaio de tração em uma barra de aço, as condições em que a armadura se encontra torna mais difícil que se desenvolvam níveis de

tensão equivalentes à necessária para ruptura do aço, pois a armadura tracionada está sujeita ao limite de resistência de ancoragem no concreto. Basicamente, a ancoragem de armaduras embutidas no concreto é garantida pela aderência entre o concreto e a superfície da barra e por mecanismos de ancoragem nas extremidades da barra.

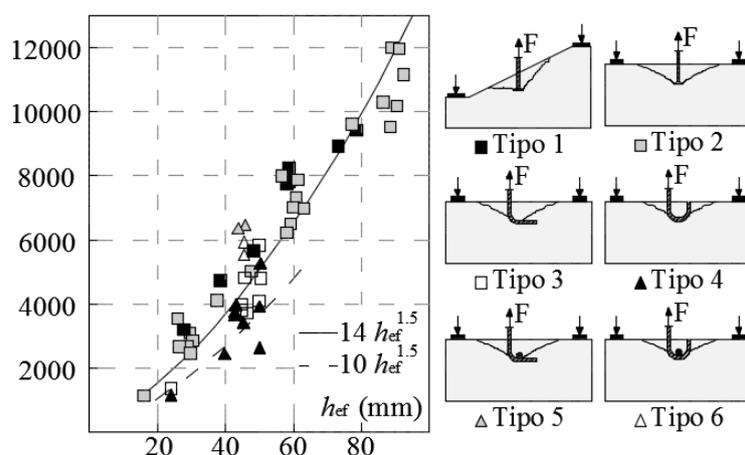
Portanto, sabe-se que a eficiência da armadura transversal está diretamente ligada ao seu tipo de ancoragem, bem como o tipo de ancoragem depende do tipo de armadura utilizada. O ACI 421.1R-08 (2008) define que quando a armadura é do tipo conector de aço, a ancoragem é garantida mecanicamente, devido ao contato da cabeça com o concreto, conforme mostra a Figura 2.8a. No caso de estribos, a ancoragem é garantida pelo contato das barras com o concreto, influenciadas pela ranhura das barras, e pelas dobras, que desenvolvem tensões no interior dessas dobras, dificultando o escorregamento quando solicitadas, conforme mostram as figuras 2.8b e 2.8c. O desempenho dos estribos também é afetado quando os mesmos envolvem barras longitudinais.

Figura 2.6 - Ancoragem das armaduras transversais



Com o objetivo de avaliar o desempenho de diferentes tipos de armadura transversal em diferentes tipos de condições, REGAN (2000) realizou ensaios de arrancamento de barras de aço embutidas no concreto. O autor ensaiou studs e estribos, sendo que os studs foram divididos em duas séries, uma com a superfície inclinada a 45° e outra sem inclinação, enquanto que os estribos foram divididos em 4 séries, duas com dobra de 90° , sendo uma com a presença de uma barra longitudinal posicionada entre essa dobra, e duas com dobra de 180° , com uma delas também possuindo uma barra longitudinal ancorando a armadura transversal, como mostra a Figura 2.7.

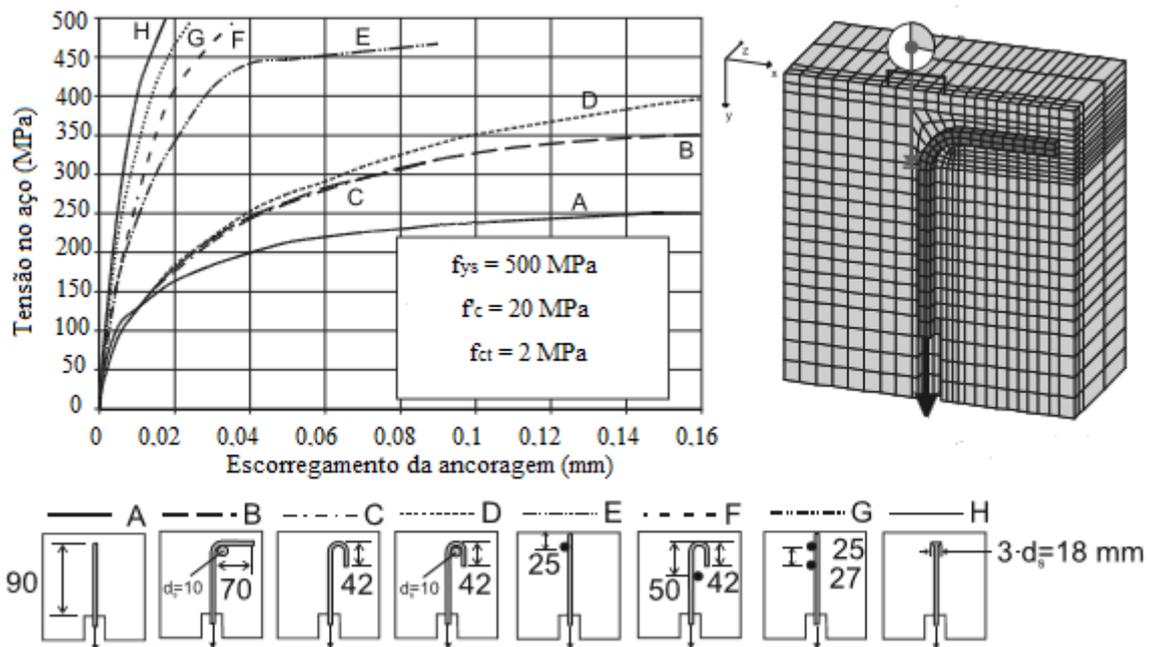
Figura 2.7 - Arrancamento de barras embutidas no concreto (Adaptado de REGAN, 2000)



A partir da Figura 2.7, é possível verificar que os resultados de carga última seguem a mesma tendência para as condições de studs em superfícies inclinadas ou retas e barras dobradas a 90° e 180° envolvendo armaduras longitudinais. Para os estribos dobrados sem envolver uma barra longitudinal, a tendência foi de resistências menores do que para as demais condições. Isso justifica as exigências das recomendações normativas de que as armaduras transversais envolvam as armaduras de flexão. Para REGAN (2000), a influência do escorregamento das ancoragens é importante, pois escorregamentos excessivos tendem a provocar uma diminuição da componente resistente do concreto ao cisalhamento.

Para avaliar de modo qualitativo o escorregamento das armaduras em diversas situações de ancoragem, BEUTEL e HEGGER (2002) fizeram análises computacionais não-lineares tridimensionais. O Primeiro modelo, denominado de A pelos autores, simulou o caso mais simples, uma barra reta sendo arrancada do concreto, o modelo B é uma barra com uma dobra a 90° envolvendo uma armadura longitudinal, os modelos C e D foram apresentavam barras dobradas com ângulo de 180° sem e com o envolvimento da armadura longitudinal, respectivamente. Os modelos E, F e G foram combinações de situações com barras longitudinais soldadas às barras arrancadas. Por fim, o modelo H simula uma armadura com ancoragem mecânica, com uma cabeça de diâmetro três vezes o diâmetro da barra. A Figura 2.8 apresenta os resultados dessas análises.

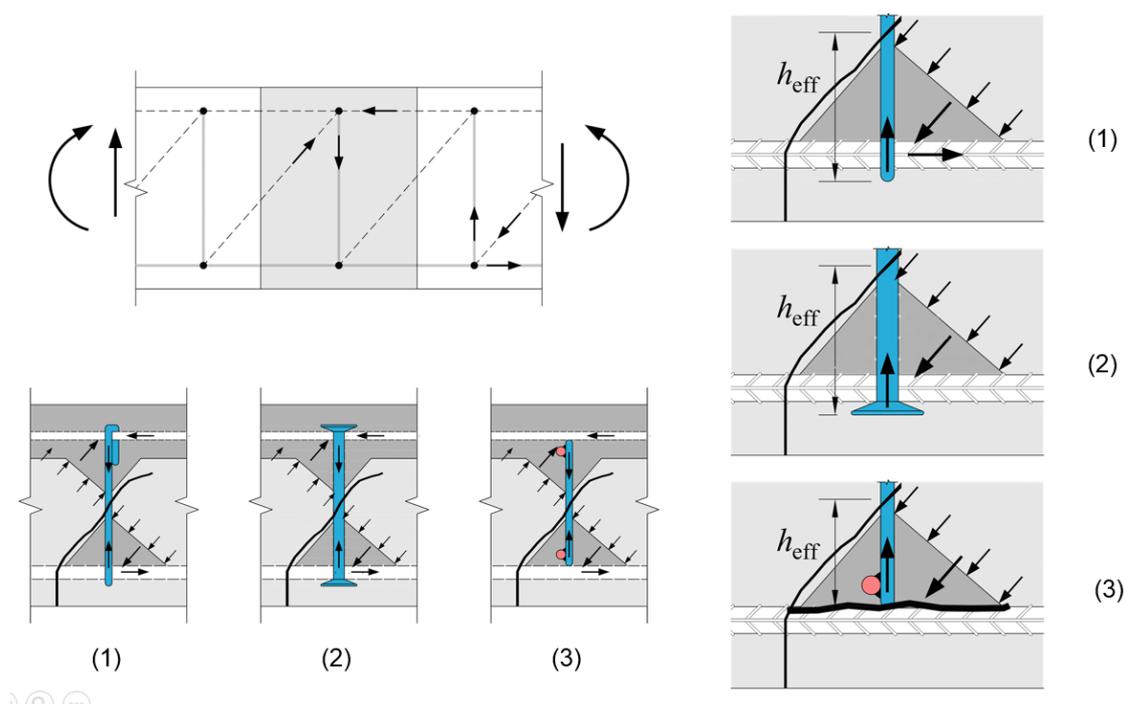
Figura 2.8 - Resultados das análises computacionais de BEUTEL e HEGGER (2002)



A partir da Figura 2.8, fica evidente que as condições de ancoragem influenciam no escorregamento da armadura. A barra reta do modelo A obteve, como esperado, a menor rigidez ao escorregamento, os modelos B e C obtiveram rigidez equivalentes e o modelo D foi apenas um pouco mais rígido que os dois anteriores. Mesmo os modelos B, C e D tendo rigidez superiores à da barra reta, os mesmos alcançaram níveis de tensão de no máximo 80% da tensão de escoamento do aço. Os modelos com barras soldadas apresentaram rigidez superior aos modelos B, C e D, e ainda obtiveram uma rigidez próxima da apresentada pelo modelo H, que possuía ancoragem mecânica na extremidade, sendo o caso mais favorecido por diversos autores e recomendações normativas.

Para ilustrar o comportamento de armaduras transversais em vigas de concreto armado, a Figura 2.9 mostra um trecho de viga sob ação de momento fletor e cisalhamento, sendo que após a fissura inclinada cruzar as barras verticais, a mesma é solicitada, para os casos 1 e 2, que são armaduras que se conectam à barra de flexão, a mesma transfere parte dos esforços para essa armadura, enquanto que para a situação 3, que a armadura é desconectada, a mesma é solicitada, mas não transfere os esforços à armadura longitudinal, favorecendo a formação de uma fissura horizontal por delaminação.

Figura 2.9 - Desempenho das ancoragens de armaduras transversais



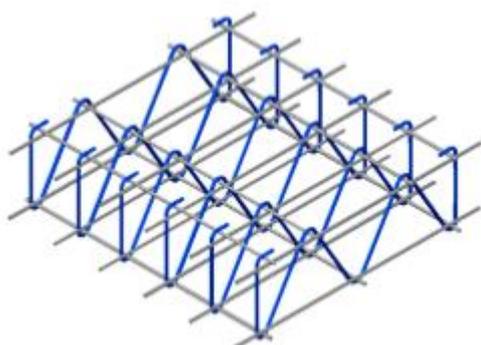
Rupturas por delaminação foram observadas por alguns autores que utilizaram armaduras transversais desconectadas, ou seja, com as mesmas condições de ancoragem mostrada em 3 na Figura 2.9, como YAMADA *et al.* (1992), GOMES e ANDRADE (2000) e REGAN e SAMADIAN (2001), sendo que os trabalhos desses pesquisadores envolveram ensaios em lajes lisas submetidas à punção.

Contudo, TRAUTWEIN *et al.* (2011) também ensaiaram lajes lisas utilizando armaduras desconectadas às barras de flexão, verificando a possibilidade de controlar a delaminação por meio do uso de uma armadura complementar, que possibilitou a transferência dos esforços para a armadura de flexão. Além desses autores CALDENTY *et al.* (2013) realizaram ensaios em lajes lisas, comparando o desempenho de estribos fechados envolvendo ou não a armadura de flexão, e concluíram que o desempenho das duas situações foi similar. Destaca-se ainda o trabalho de PARK *et al.* (2007), que testaram treliças como armaduras de cisalhamento internas em lajes e não se verificou delaminação em nenhum dos seus espécimes, eles ainda compararam seus resultados com os de MORTIN e GHALI (1991) e MOKHTAR *et al.* (1985), que testaram lajes lisas com studs, e verificaram um comportamento semelhante quanto à resistência última e rigidez.

2.4. Estribo W

O estribo W é um tipo de armadura de cisalhamento desconectada, pois se posiciona entre as barras de flexão. Essa armadura recebeu esse nome pelo seu formato, como pode ser verificado na Figura 2.10. O intuito dessa armadura é que seja fabricada industrialmente como uma treliça contínua, possibilitando o corte na obra com a dimensão desejada, como as armaduras apresentadas por PARK *et al.* (2007), TAPAN (2014), FURCHE e BAUERMEISTER (2014) e EOM *et al.* (2017).

Figura 2.10 - Estribo W (FERREIRA *et al.*, 2016)



a) Módulo de estribos W



b) Estribo W montado na viga

Além de poder ser industrializado, ainda é possível montar o estribo W em módulos, como mostra a Figura 2.10a, com a utilização das barras posicionadas entre as dobras da armadura, assim como as duas barras construtivas posicionadas nas extremidades superior e inferior do estribo W dá maior rigidez ao módulo, auxiliando no posicionamento das barras de flexão.

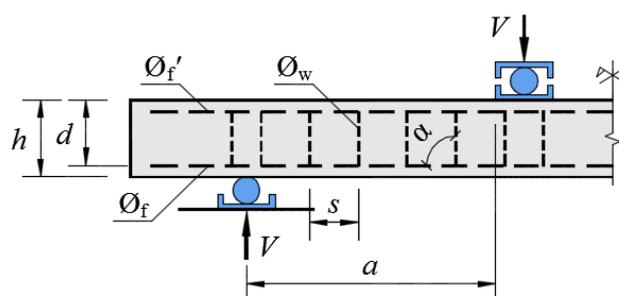
No total foram ensaiadas 8 vigas por FERREIRA *et al.* (2016), todas com 2500 mm de comprimento e 500 mm de largura, sendo que destas, duas foram de referência, sem armaduras de cisalhamento, duas com estribos fechados e quatro com os estribos W. Além de variar os tipos de armadura, os autores também variaram a relação a/d , de 2 a 4. A Tabela 2.1 apresenta as principais variáveis dos ensaios realizados por FERREIRA *et al.* (2016), e as características dessas variáveis podem ser vistas na Figura 2.11. A nomenclatura das vigas é dada de acordo com as variáveis, onde a primeira letra faz referência ao tipo de armadura: R para as vigas de referência, C para as vigas com estribos fechados e W para as vigas com estribo W; após a primeira variável, o número faz referência à relação a/d , variando entre 2

e 4; a última variável faz referência ao ângulo de inclinação da armadura transversal com o eixo longitudinal das vigas, sendo 90° para todas as vigas armadas transversalmente, com exceção de uma viga com estribo W, que apresentava inclinação de 45°.

Tabela 2.1 - Características das vigas ensaiadas por FERREIRA *et al.* (2016)

Série	Viga	h (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	f_c (MPa)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	α (°)
1 ^a	R-2	190	158	325	2,1	40	1,71	-	-
1 ^a	C-2-90	190	161	325	2,0	40	1,68	0,185	90
1 ^o	W-2-90a	190	162	325	2,0	40	1,67	0,149	90
2 ^a	W-2-90b	210	182	400	2,2	33	2,42	0,149	90
2 ^a	R-4	210	176	670	3,8	33	2,50	-	-
2 ^a	C-4-90	210	178	670	3,8	33	2,47	0,139	90
2 ^a	W-4-90	210	182	670	3,7	33	2,42	0,111	90
2 ^a	W-4-45	210	182	670	3,7	33	2,42	0,111	45

Figura 2.11 - Variáveis dos ensaios de FERREIRA *et al.* (2016)

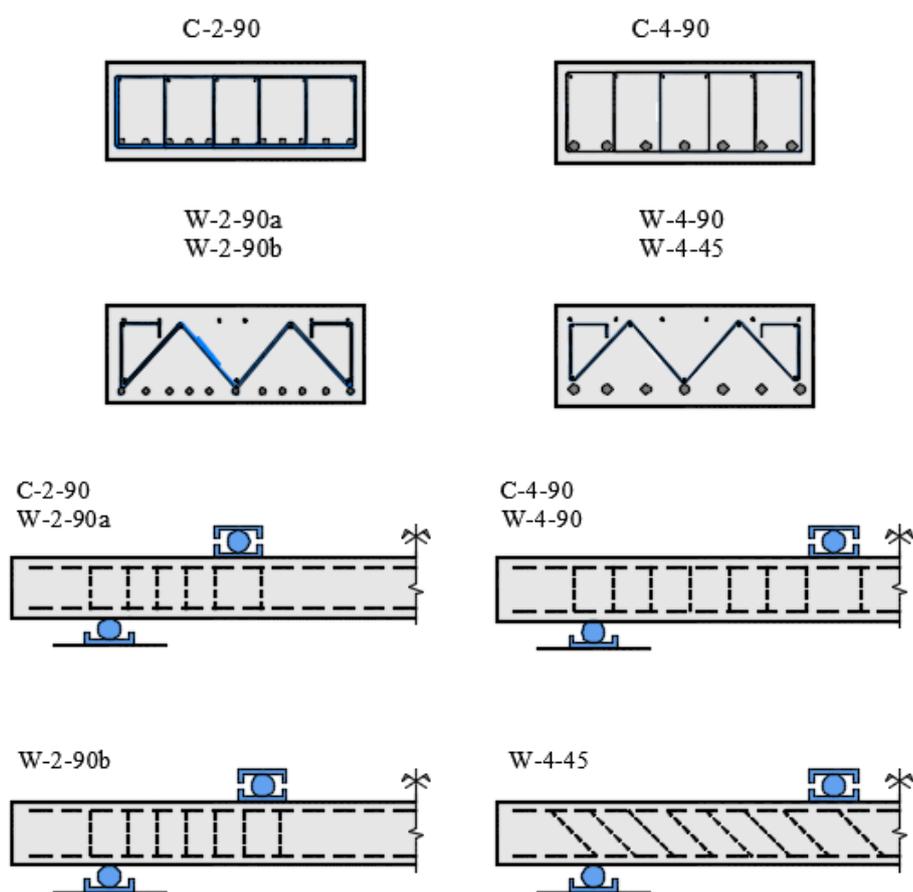


Nas vigas do grupo C foram utilizados 3 estribos fechados por camada envolvendo as barras de flexão, de modo que totalizasse seis barras verticais. Os estribos W foram montados no formato de uma gaiola e posicionados entre as barras de flexão positiva e negativa. Cada camada de estribo W contém duas barras verticais e 4 inclinadas a 45° em relação ao eixo da largura da viga. FERREIRA *et al.* (2016) adotam 4,8 como número de barras verticais por camada nas vigas com estribo W, uma vez que a contribuição das barras inclinadas é multiplicada pelo seno do seu ângulo, conforme apresenta a Tabela 2.2. A Figura 2.12 mostra o detalhe das armaduras das vigas ensaiadas pelos autores citados, sendo que todos os estribos foram fabricados com barras de aço CA 60 com 4,2 mm de diâmetro e tensão de escoamento de 679 MPa.

Tabela 2.2 - Características das armaduras de FERREIRA *et al.* (2016)

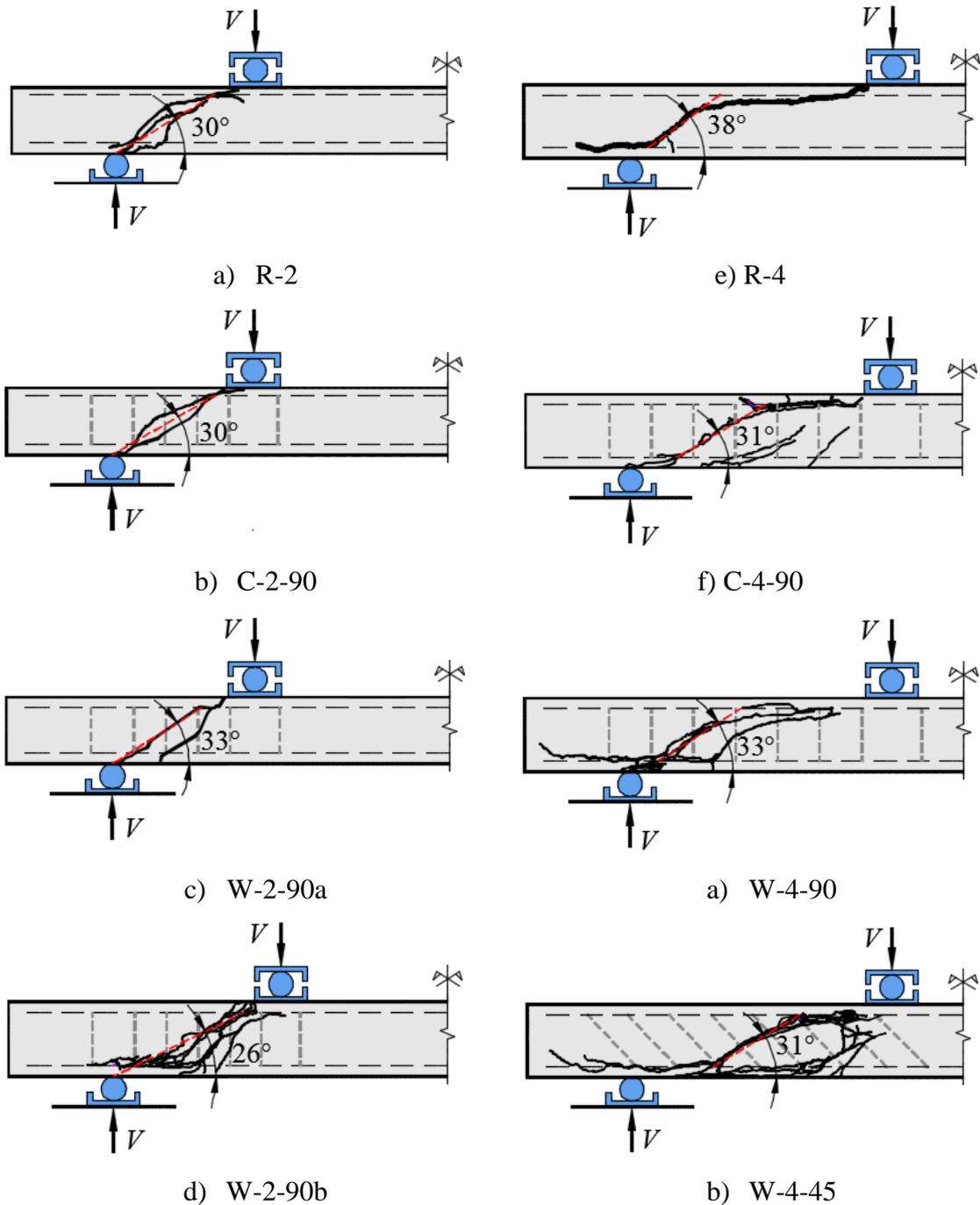
Série	Viga	ϕ_f (mm)	f_{ys} (MPa)	n_f	A_s (mm ²)	n_w	A_{sw} (mm ²)	s (mm)
1 ^a	R-2	12,5	515	11	1350	-	-	-
1 ^a	C-2-90	12,5	515	11	1350	6	83	90
1 ^a	W-2-90a	12,5	515	11	1350	4,8	67	90
2 ^a	W-2-90b	20,0	526	7	2199	4,8	67	90
2 ^a	R-4	20,0	526	7	2199	-	-	-
2 ^a	C-4-90	20,0	526	7	2199	6	83	120
2 ^a	W-4-90	20,0	526	7	2199	4,8	67	120
2 ^a	W-4-45	20,0	526	7	2199	4,8	67	120

Figura 2.12 - Vigas ensaiadas por FERREIRA *et al.* (2016)



A Figura 2.13 mostra as superfícies de ruptura das vigas ensaiadas por FERREIRA *et al.* (2016), onde é possível observar que todas as peças romperam por cisalhamento, sendo observadas fissuras de delaminação nas vigas com estribo W com relação a/d próxima de 4, W-4-90 e W-4-45.

Figura 2.13 - Superfície de ruptura das vigas de FERREIRA *et al.* (2016)



Os autores observaram acréscimo de resistência, em relação às vigas de referência, com a utilização do estribo W, sendo que essa armadura teve um desempenho melhor que o estribo fechado para as vigas mais curtas, enquanto que para as vigas mais esbeltas, o estribo fechado teve um desempenho melhor, devido à delaminação nas vigas com estribo W. No entanto, FERREIRA *et al.* (2016) compararam seus resultados experimentais com os teóricos estimados pelas recomendações ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e

Eurocode 2 (2004), e observaram que todos os valores estavam a favor da segurança, conforme apresenta a Tabela 2.3. Ainda se destaca que para esses ensaios, o modelo II da norma brasileira foi o que obteve a média de resultados teóricos mais próxima dos experimentais, com o menor coeficiente de variação.

Tabela 2.3 - Resultado das vigas ensaiadas por FERREIRA *et al.* (2016)

Viga	V_u (kN)	V_u/V_{NBR-I}	V_u/V_{NBR-II}	V_u/V_{ACI}	V_u/V_{EC2}
R-2	166,7	1,43	1,43	1,96	1,43
C-2-90	280,7	1,51	1,32	1,88	1,53
W-2-90a	304,0	1,75	1,56	2,21	2,06
W-2-90b	301,6	1,68	1,49	2,07	1,66
R-4	129,9	1,14	1,14	1,51	1,01
C-4-90	212,8	1,24	1,10	1,53	1,13
W-4-90	186,7	1,14	1,03	1,42	1,20
W-4-45	200,5	1,10	1,02	1,34	1,30
Média		1,37	1,26	1,74	1,42
COV (%)		18,8	17,2	18,9	23,6

2.5. Estimativas teóricas

Neste tópico são apresentadas as recomendações normativas do ACI 318 (2014), NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004) para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado. Também é apresentado o método adotado para estimar a resistência à flexão de vigas, com o intuito de se dimensionar corretamente as vigas, para que as mesmas possam romper por cisalhamento neste estudo. Neste tópico também é apresentado brevemente o Response 2000, que será utilizado como parâmetro para os resultados experimentais obtidos. Para estimar a resistência ao cisalhamento direto nos ensaios de push-off, serão adotadas as estimativas da teoria de atrito-cisalhamento.

2.5.1. ACI 318 (2014)

A norma americana considera a resistência ao cisalhamento unidirecional de elementos de concreto armado similar a resistência de uma viga, assim, a Equação 2.1 é utilizada para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal ($V_{R,c}$), sendo possível verificar que a recomendação adota, dentre as variáveis que influenciam na resistência ao cisalhamento, apenas a resistência do concreto.

$$V_{R,c} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto, obtida pelos ensaios em corpos de prova cilíndricos;

b_w é a largura da viga;

d é a altura útil da viga.

Para o caso de vigas com armadura transversal, o ACI 318 (2014) considera que a resistência a cisalhamento ($V_{R,cs}$) é dada pela soma das contribuições do concreto e da armadura transversal ($V_{R,s}$), calculada pela Equação 2.2, ressaltando que essa norma estima que a inclinação da biela comprimida é igual a 45° . A parcela de contribuição da armadura de cisalhamento é calculada pela Equação 2.3. Além disso, a norma americana limita a resistência máxima ao cisalhamento de vigas pela Equação 2.4, que se refere à uma ruptura devido ao esmagamento da biela ($V_{R,max}$). Quanto à ancoragem das armaduras transversais, o documento americano recomenda que as mesmas, no caso de estribos, envolvam as barras de flexão.

$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s} \quad (\text{Equação 2.2})$$

$$V_{R,s} = \left(\frac{d}{s} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (\text{Equação 2.3})$$

$$V_{R,max} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Equação 2.4})$$

Onde:

s é o espaçamento entre as camadas de armadura transversal;

A_{sw} é a área de aço de uma camada de armadura transversal;

f_{yw} é a tensão de escoamento da armadura transversal, limitada a 420 MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação à longitudinal.

2.5.2. ABNT NBR 6118 (2014)

A norma brasileira apresenta dois modelos de cálculo para estimar a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado. O modelo I considera que a resistência ao

cisalhamento de vigas armadas transversalmente ($V_{R,csI}$) é dada pela somatória de uma parcela de contribuição do concreto ($V_{R,cl}$) e outra do aço ($V_{R,sl}$), como mostra a Equação 2.5, bem como esse modelo assume que a inclinação da biela é igual a 45° . A contribuição do concreto é calculada pela equação 2.6, que estima a resistência ao cisalhamento de uma viga sem armadura transversal, e leva em conta apenas a resistência à tração do concreto. A parcela contribuinte da armadura de cisalhamento é calculada pela Equação 2.7, sendo que a resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,max I}$) de uma viga é limitada pela Equação 2.8, que estima a ruptura da biela comprimida.

$$V_{R,cs I} = V_{R,cl} + V_{R,sl} \quad (\text{Equação 2.5})$$

$$V_{R,cl} = 0.6 \cdot f_{ct,inf} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$V_{R,sl} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (\text{Equação 2.7})$$

$$V_{R,max I} = 0.27 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) \cdot f_c \cdot b_w \cdot d \cdot (\cot \alpha + 1) \quad (\text{Equação 2.8})$$

Onde:

$f_{ct,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$, equivalente à resistência à tração frágil do concreto em 5% dos casos;

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, calculada por $f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_c^{2/3}$, para concretos com resistência à compressão de até 50 MPa;

f_{yw} é a tensão de escoamento da armadura transversal, limitada a 500 MPa.

O modelo II da ABNT NBR 6118 (2014) considera, assim como o modelo I, que a resistência ao cisalhamento de vigas armadas transversalmente ($V_{R,csII}$) é dada pela contribuição do concreto ($V_{R,clII}$) e da armadura de cisalhamento ($V_{R,slII}$). Além disso, o modelo II ainda considera os efeitos da fissuração diagonal, que na prática reduz a inclinação da biela e, por consequência, a contribuição do concreto. Nesse modelo, a norma brasileira permite a variação do ângulo de inclinação da biela entre 30° e 45° , desde que o valor da contribuição do concreto seja calculado pela Equação 2.10. Nesse caso, a contribuição do concreto é uma função do cortante aplicado (V), calculada por meio de um processo iterativo. A contribuição das armaduras transversais é calculada pela Equação 2.11 e a resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,max II}$) pela Equação 2.12.

$$V_{Rcs, II} = V_{R,c II} + V_{R,s II} \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$V_{R,c II} = V_{R,c I} \cdot \frac{V_{R,max II} - V}{V_{R,max II} - V_{R,c I}} \leq V_{R,c I} \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$V_{R,s II} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (\text{Equação 2.11})$$

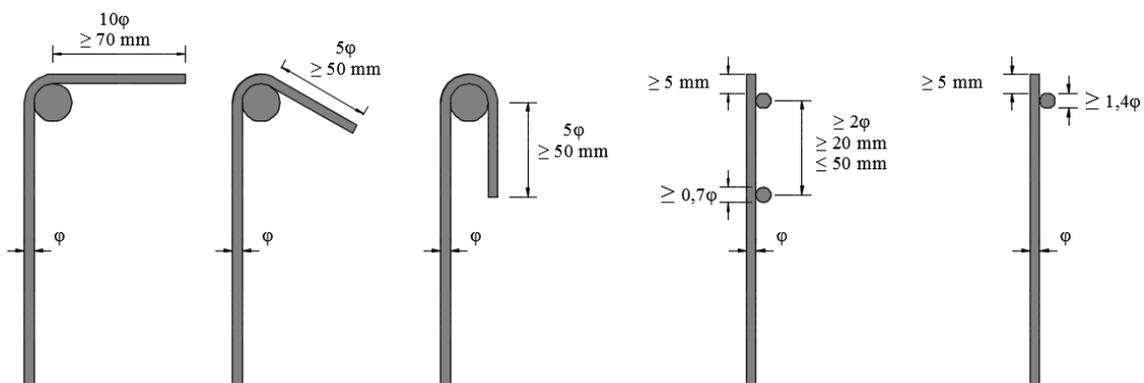
$$V_{R,max II} = 0.54 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) f_c \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde:

θ é o ângulo de inclinação da biela, podendo variar entre 30° e 45° para o modelo II.

Quanto à ancoragem das armaduras transversais, a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda que, no caso de estribos, os mesmos envolvam as barras de flexão, como mostra a Figura 2.14. Para o caso de estribos que não envolvam as barras de flexão, a norma brasileira permite que a ancoragem dos mesmos se dê pela soldagem de barras longitudinais a esses estribos, desde que a resistência da solda seja maior que a tensão de escoamento da armadura transversal.

Figura 2.14 – Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) quanto à ancoragem de estribos



2.5.3. Eurocode 2 (2004)

O Eurocode 2 (2004) recomenda a utilização da Equação 2.13 para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal ($V_{R,c}$). Nessa equação é possível verificar que, diferente das normas apresentadas anteriormente, a norma europeia leva em consideração outros fatores, além da resistência do concreto, como o efeito de escala

e a taxa de armadura longitudinal, que tem influência na resistência ao cisalhamento, devido ao efeito pino.

$$V_{R,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3}) \cdot b_w \cdot d \\ 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad \text{(Equação 2.13)}$$

Onde:

k considera a redução da resistência ao cisalhamento devido ao efeito de escala, calculado por $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$;

ρ_l é a parcela referente à taxa de armadura longitudinal, calculado por $\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 2.0$, sendo A_s a área de aço longitudinal da viga;

A Equação 2.14 é recomendada pelo Eurocode 2 (2004) para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas armadas transversalmente ($V_{R,cs}$), onde se verifica que, diferente das normas apresentadas anteriormente, essa estimativa leva em consideração apenas a parcela de contribuição da armadura, sendo que sua resistência não pode ser menor que a de uma viga sem armadura de cisalhamento. Além disso, a norma europeia também recomenda que o ângulo de inclinação da biela pode variar de 21,8° a 45°. A resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,max}$) deve ser estimada pela Equação 2.15.

$$V_{R,cs} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \\ V_{R,c} \end{array} \right. \quad \text{(Equação 2.14)}$$

Onde:

θ é o ângulo de inclinação da biela, podendo variar entre 21,8° e 45°;

$$V_{R,max} = \frac{0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_c \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad \text{(Equação 2.15)}$$

Onde:

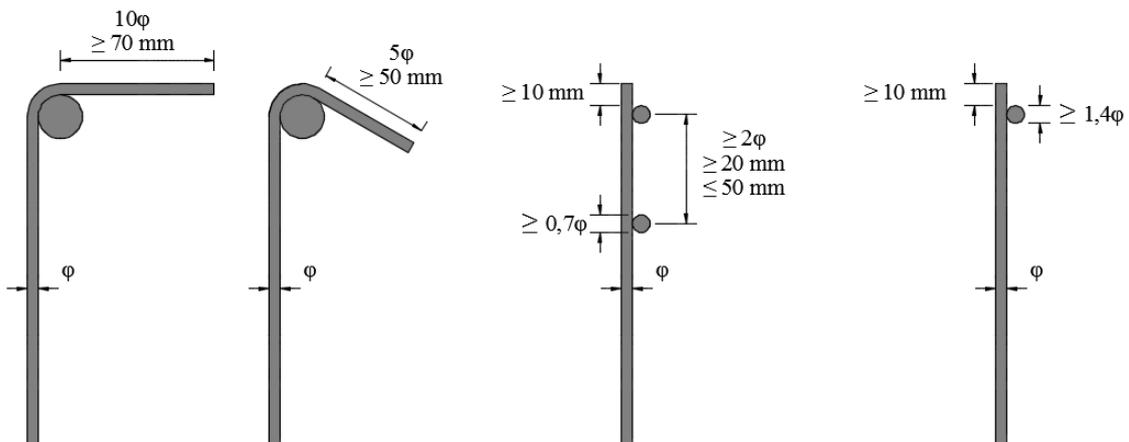
$$v_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_c}{250} \right].$$

Como o Eurocode 2 (2004) permite a variação do ângulo de inclinação da biela para o dimensionamento, ele sugere que para a verificação da resistência sejam igualadas as equações 2.14 e 2.15, de modo a verificar qual o menor ângulo que se pode utilizar para estimar a resistência de uma viga de acordo com suas características. Igualando essas duas equações, obtém-se a Equação 2.16, que fornece o menor ângulo que pode ser utilizado.

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{b_w s v_1 f_c}{A_{sw} f_{yw} s \sin\alpha}} \quad (\text{Equação 2.16})$$

Para utilização de estribos como armadura transversal, o Eurocode 2 (2004) recomenda que os mesmos envolvam as barras de flexão, para garantir a ancoragem dos mesmos, como mostra a Figura 2.15. No caso dos estribos que não envolvem a armadura de flexão, esses podem ser ancorados por meio de barras longitudinais soldadas a eles.

Figura 2.15 - Recomendações do Eurocode 2 (2004) quanto à ancoragem de estribos

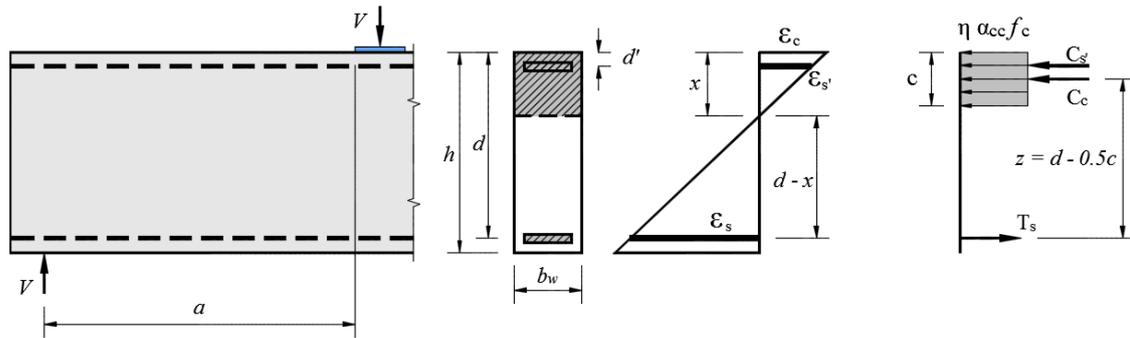


2.5.4. Resistência à flexão de vigas de concreto armado

Diversas recomendações normativas, como o Eurocode 2 (2004) e a ABNT NBR 6118 (2014), apresentam teorias simplificadas para estimar a resistência à flexão de elementos de concreto armado assumindo que: a hipótese de Bernoulli das seções planas é válida; compatibilização perfeita entre as deformações do concreto e do aço; a resistência à tração do concreto é desprezada para o estado limite último; a distribuição de tensões no concreto pode ser assumida como um diagrama de parábola-retângulo, que pode ser substituído por

um retângulo, definido como mostra a Figura 2.16. Para estimar a resistência à flexão neste trabalho, serão utilizadas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), considerando que as armaduras de flexão positiva e negativa atingem o escoamento, de modo a obter as equações de 2.17 a 2.21.

Figura 2.16 - Distribuição de tensão e deformação assumida para o estado limite último



$$C_c + C_{s'} - T_s = 0 \quad (\text{Equação 2.17})$$

$$(\eta \cdot f_c \cdot b_w \cdot c) + (A_{s'} \cdot f_{ys'}) = A_s \cdot f_{ys} \quad (\text{Equação 2.18})$$

$$c = \frac{(A_s \cdot f_{ys}) - (A_{s'} \cdot f_{ys'})}{\eta \cdot f_c \cdot b_w} \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$M_{flex} = A_s \cdot f_{ys} \cdot z \quad (\text{Equação 2.20})$$

$$V_{flex} = \frac{M_{flex}}{a} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Onde:

η é uma constante, assumida como 1 para seções constantes e 0,9 para os demais casos;

α_{cc} é assumido como 0.85 para $f_c \leq 50$ MPa. Nos casos em que os efeitos a longo prazo do concreto podem ser negligenciados, como ensaios em curto período de tempo, assume-se 0.95;

c é a altura do bloco de compressão do concreto;

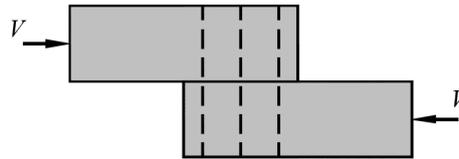
a é o vão de cisalhamento da peça;

2.5.5. Teoria de atrito-cisalhamento

A teoria de atrito-cisalhamento pode ser utilizada para estimar a resistência de peças de concreto armado submetidas a ensaios de cisalhamento direto, como na situação mostrada na Figura 2.17. Essa teoria considera que a resistência é dada pela contribuição do

engrenamento dos agregados, que começa a agir no momento em que surgem fissuras no plano de cisalhamento, e pelo efeito pino, devido à armadura que cruza esse plano de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento direto pode ser calculada pela Equação 2.22, recomendada pelo ACI 318 (2014), baseada nessa teoria.

Figura 2.17 - Cisalhamento direto



$$V_n = A_v \cdot f_{yv} \cdot \mu \quad (\text{Equação 2.22})$$

Onde:

V_n é a resistência ao cisalhamento direto;

A_v é a área de aço que cruza o plano de cisalhamento;

f_{yv} é a tensão de escoamento do aço, limitada a 420 MPa;

μ é o coeficiente de atrito, adotado como 1,4 para concretos convencionais.

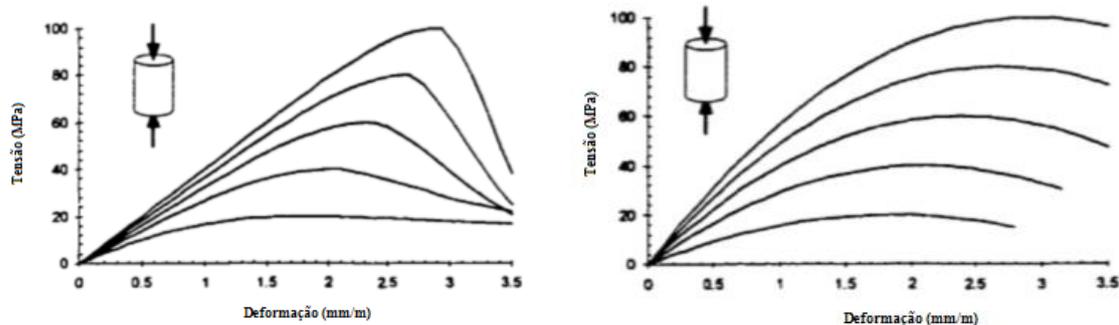
2.5.6. Response 2000

O Response 2000 é um software de análise de seções, desenvolvido por BENTZ (2000), que permite a análise de vigas e pilares de concreto armado e protendido submetidos à carga axial, momento fletor e cisalhamento, simultaneamente. O software adota as hipóteses de Bernoulli de que as seções planas permanecem planas e considera uma distribuição linear das deformações axiais. Além disso, esse software adota a Teoria do Campo de Compressão Modificada (*Modified Compression Field Theory - MCFT*), proposta por VECCHIO e COLLINS (1986), para os modelos constitutivos do concreto sob compressão, tração e cisalhamento

A resposta do concreto à compressão adotada pelo Response 2000 considera, também, a fase de amolecimento do concreto, devido à fissuração tangencial, provocada pela tensão de tração perpendicular à compressão. O programa dispõe de duas curvas tensão-deformação do concreto, a de Popovics (Figura 2.18a), definida por POPOVICS (1973) e parcialmente calibrada por PORASZ (1989), e a curva parabólica (Figura 2.18b). BENTZ (2000)

recomenda que seja utilizada a curva de Popovics, uma vez que essa curva representa melhor a rigidez inicial e o comportamento pós-pico do concreto sob compressão.

Figura 2.18 - Comportamento do concreto à compressão (Adaptado de BENTZ, 2000)



a) Curva de Popovics

b) Curva parabólica

Quanto à resposta do concreto sob tração, o Response 2000 considera um comportamento linear do mesmo até o início da fissuração. Após a fissuração, o software tem a possibilidade de ignorar a contribuição do concreto fissurado ou considerar. Existem diversos modelos constitutivos para expressar esse comportamento do concreto tracionado fissurado, sendo que BENTZ (2000) recomenda o modelo adequado para cada tipo de situação.

Quanto ao comportamento do concreto sob cisalhamento, o Response 2000 adota o MCFT, tendo como única diferença a redução do tamanho máximo do agregado graúdo para zero, para os concretos de alta resistência, uma vez que a ruptura nos mesmos ocorre no agregado e não na pasta. A mesma consideração é adotada para os concretos leves, pela pouca contribuição do engrenamento dos agregados.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O estudo experimental desta pesquisa consiste no ensaio de 9 vigas chatas de concreto armado e 4 espécimes para ensaio de cisalhamento direto pelo método de push-off, com o intuito de investigar o desempenho das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) no Campus de Tucuruí (CAMTUC).

3.1. Características das vigas

Foram ensaiadas 9 vigas de concreto armado, divididas em duas séries, sendo uma sem armadura de cisalhamento, servindo como viga de referência para as duas séries. As principais variáveis dos ensaios são os tipos e taxas de armadura transversal. A armadura longitudinal foi mantida constante (com exceção das vigas Wc-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.25), de maneira que interferisse o mínimo possível na análise da resistência ao cisalhamento, bem como estabeleceu-se a relação a/d próxima de 3,5, para que fosse possível observar o desempenho das armaduras transversais, sem influência do efeito arco. A Tabela 3.1 apresenta as principais características das vigas ensaiadas, a Tabela 3.2 as características das armaduras transversais das peças e a Figura 3.1 as variáveis envolvidas nos ensaios.

Tabela 3.1 - Características das vigas

Série	Viga	a/d	d (mm)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	Tipo de armadura de cisalhamento
1 ^a /2 ^a	R-3.5	3,54	175	2,51	-	-
1 ^a	C-3.5-0.16	3,56	174	2,48	0,16	Estribo fechado
	S-3.5-0.16	3,44	180	2,44	0,16	Stud
	W-3.5-0.17	3,48	178	2,45	0,17	Estribo W
	Wc-3.5-0.17	3,58	173	2,54	0,17	Estribo W + armadura complementar
2 ^a	C-3.5-0.24	3,48	178	2,47	0,24	Estribo fechado
	S-3.5-0.24	3,44	180	2,44	0,24	Stud
	W-3.5-0.25	3,54	175	2,51	0,25	Estribo W
	Wc-3.5-0.25	3,54	175	2,51	0,25	Estribo W + armadura complementar
Obs.: $b_w = 500\text{mm}$; $h = 210\text{mm}$; $A_s = 2198\text{mm}^2$; $f_c = 23,5\text{ MPa}$; $f_{ys} = 558\text{ MPa}$; $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$; $\rho_l = \frac{A_s}{b_w d}$; $\alpha = 90^\circ$; $a = 620\text{ mm}$; $\varphi_f = 20\text{ mm}$; $\varphi_f' = 6,3\text{ mm}$; $L = 2000\text{ mm}$.						

Figura 3.1 - Variáveis dos ensaios das vigas

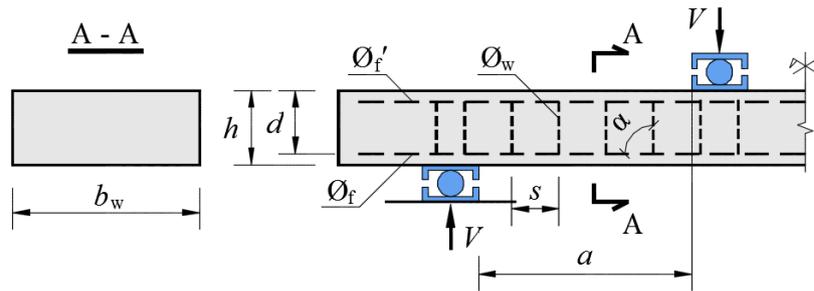


Tabela 3.2 - Características das armaduras de cisalhamento das vigas

Série	Viga	Φ_w	n_w	s (mm)	f_{yw} (MPa)	A_{sw} (mm ²)
1 ^a	C-3.5-0.16	5	6	150	676	117,8
	S-3.5-0.16	8	2	125	610	100,5
	W-3.5-0.17	5	6,3	150	676	124,3
	Wc-3.5-0.17	5	6,3	150	676	124,3
2 ^a	C-3.5-0.24	5	6	100	676	117,8
	S-3.5-0.24	8	3	125	610	150,8
	W-3.5-0.25	5	6,3	100	676	124,3
	Wc-3.5-0.25	5	6,3	100	676	124,3

Obs.: n_w é o número de barras verticais da armadura de cisalhamento por camada; $\alpha = 90^\circ$

As nomenclaturas adotadas para as vigas fazem referência às suas principais características, R para a viga de referência, C para as vigas com estribo fechado (*Closed stirrup*), S para as vigas com stud, W para as vigas com estribo W e Wc para as vigas com estribo W e armadura complementar, com o intuito de evitar uma possível delaminação. O número 3.5 faz referência à relação a/d e o último número, que varia de 0,16 a 0,25, faz referência à taxa de armadura transversal.

3.1.1. Geometria e armadura de flexão

As vigas possuíam altura de 210 mm, largura de 500 mm e comprimento de 2000 mm. A armadura longitudinal das vigas foi dimensionada para permitir uma maior resistência à flexão do que ao cisalhamento, na zona tracionada foram utilizadas 7 barras de aço CA 50 com 20 mm de diâmetro, e na zona comprimida 6 barras de aço CA 50 com 6,3 mm de diâmetro, com exceção das vigas Wc-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.25, onde foram utilizadas 7 barras, para auxiliar na montagem das armaduras complementares, como será mostrado adiante. A Figura 3.2 mostra o detalhe da viga R-3.5 e a Figura 3.3 uma foto da armadura antes da

concretagem, onde é possível verificar que foram armadas 6 camadas de estribos, duas na região de cada apoio e duas na região do carregamento, com o intuito de evitar uma ruptura localizada nesses pontos. Vale ressaltar que esses estribos foram posicionados fora do vão de cisalhamento, para não interferir na análise.

Figura 3.2 - Detalhe da viga R-3.5

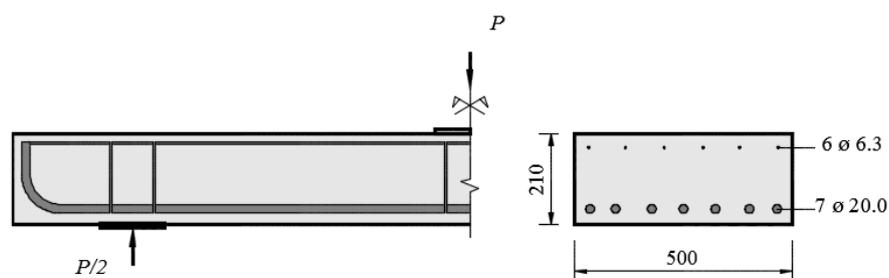


Figura 3.3 - Armadura da viga R-3.5



3.1.2. Armadura de cisalhamento da 1ª série

Na 1ª série foi fabricada uma viga com estribos fechados, C-3.5-0.16, composta por três estribos fechados por camada, somando seis barras verticais com diâmetro de 5 mm, totalizando uma área de aço por camada equivalente a 117,8 mm². Os estribos foram posicionados envolvendo às barras de flexão superiores e inferiores, conforme recomendação da ABNT NBR 6118 (2014), com o intuito de garantir a ancoragem dos mesmos, bem como as dobras e comprimentos de ancoragem foram determinados seguindo a mesma recomendação. Em um lado da viga, as camadas de armadura foram espaçadas a 150 mm e no outro a 75 mm, este detalhamento foi escolhido com o objetivo de garantir a ruptura do lado menos armado, possibilitando monitorar apenas um lado da viga durante o ensaio, a Figura 3.4 apresenta o detalhe da viga C-3.5-0.16 e a Figura 3.5 uma foto da armadura antes da concretagem.

Figura 3.4 - Detalhe da viga C-3.5-0.16

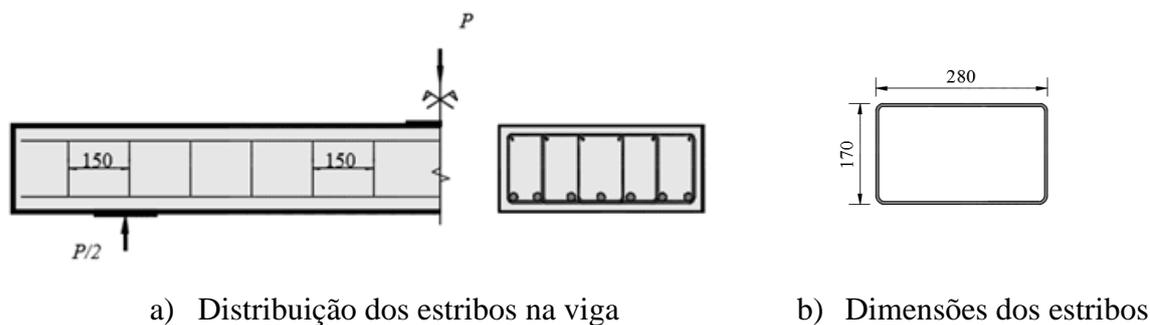
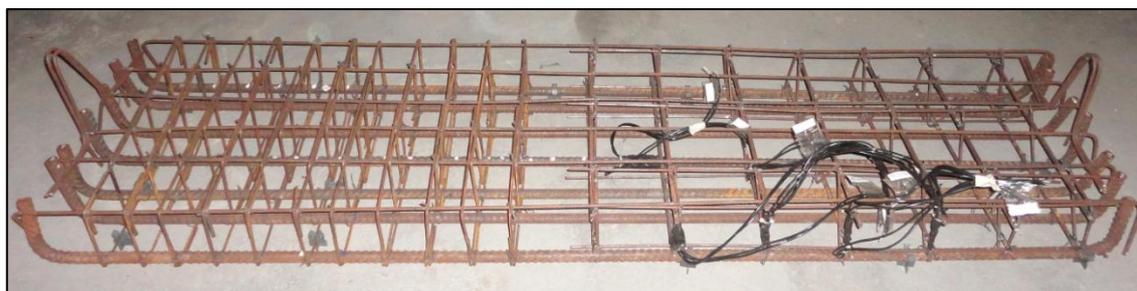


Figura 3.5 - Armadura da viga C-3.5-0.16



A viga S-3.5-0.16 possuía sua armadura transversal composta por dois studs por camada. Os studs foram fabricados no Laboratório de Engenharia Mecânica (LEM) da UFPA no CAMTUC. Foram soldadas cabeças com 24 mm de diâmetro às barras com 8 mm de diâmetro, foram utilizadas barras chatas para compor os trilhos, sendo as dimensões adotadas com base nas recomendações do ACI 421.1R-08 (2008). A altura dos studs foi definida de modo a garantir a mesma que os estribos fechados. Foram testados três studs à tração na prensa universal do LEC para verificar se a solda garantiria resistência maior que a da barra, sendo verificado que os studs romperam na barra e não na solda. Como cada camada de armadura transversal da viga S-3.5-0.16 soma apenas $100,5 \text{ mm}^2$, os studs foram espaçados a cada 125 mm, como mostra a Figura 3.6, obtendo uma taxa de armadura de cisalhamento equivalente à da viga C-3.5-0.16. Essa armadura de cisalhamento foi adotada apenas em um lado da viga, no outro foram espaçadas camadas com 3 estribos fechados a cada 75 mm, para garantir a ruptura do lado menos armado, como mostra a Figura 3.7.

Figura 3.6 - Detalhe da viga S-3.5-0.16

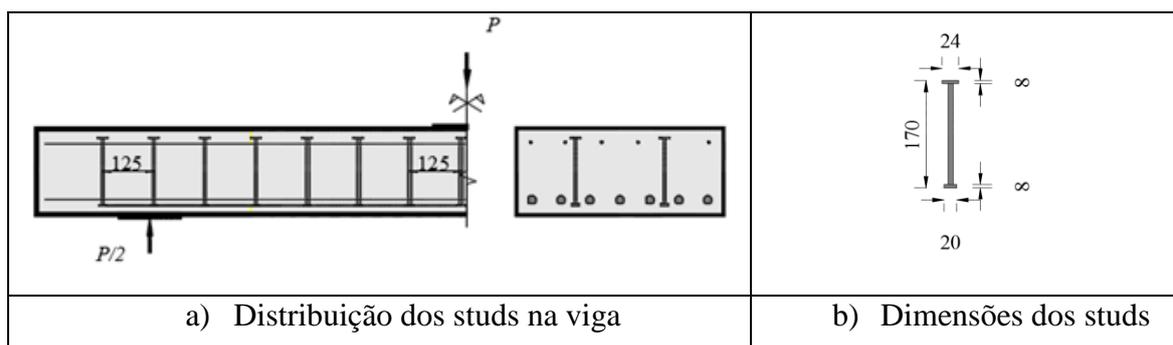


Figura 3.7 - Armadura da viga S-3.5-0.16



A Viga W-3.5-0.17 foi moldada utilizando-se como armadura de cisalhamento os estribos W. No trabalho de FERREIRA *et al.* (2016), os estribos W apresentavam pernas inclinadas a 45°, com isso, as vigas com essa armadura possuíam 80% da área de aço por camada em relação às vigas com estribos fechados. Nesse estudo, optou-se por adotar a inclinação de 60°, possibilitando uma comparação mais próxima, bem como aumentar a eficiência do estribo W. Além dessa mudança, acrescentaram-se barras soldadas de 8 mm de diâmetro nas duas extremidades da armadura, com o intuito de facilitar a montagem, bem como auxiliar na ancoragem, respeitando as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e do Eurocode 2 (2004), como pode ser visualizada na Figura 3.8a. Também foram acrescentadas, barras de 5 mm de diâmetro em cada dobra do estribo, de forma a facilitar a montagem em módulos, como ilustra a Figura 3.8b. A Figura 3.9 mostra o detalhe da viga W-3.5-0.17 e a Figura 3.10 uma imagem da armadura antes da concretagem. Nessa viga também se adotou o mesmo processo das vigas anteriores, de armar mais um lado do que o outro, o lado mais armado possuía estribos fechados a cada 75 mm.

Figura 3.8 - Estribo W

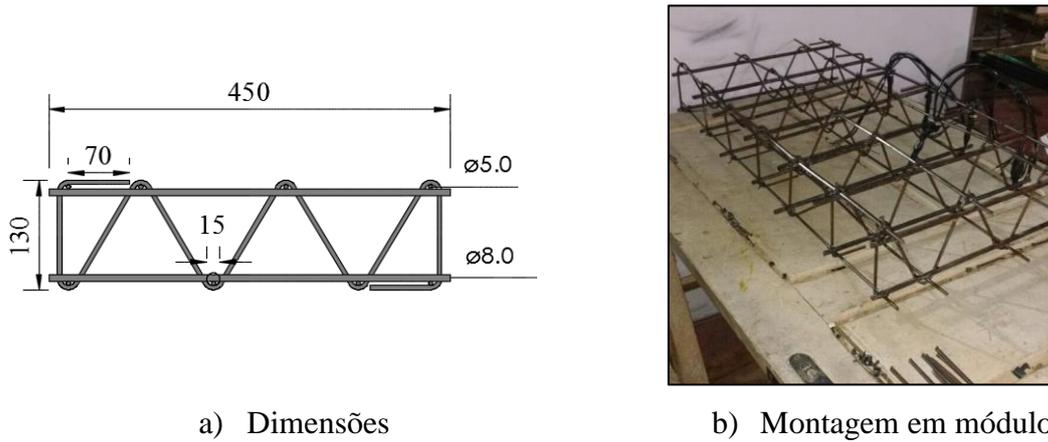


Figura 3.9 - Detalhe da viga W-3.5-0.17

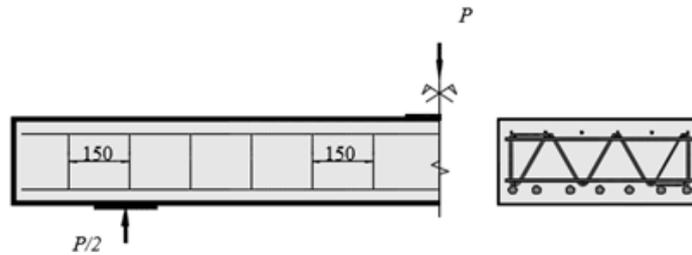


Figura 3.10 - Armadura da viga W-3.5-0.17



Como as vigas com estribo W ensaiadas por FERREIRA *et al.* (2016) que possuíam relação a/d próxima de 4 falharam por delaminação, neste estudo procurou-se evitar essa ruptura, recorrendo a uma armadura complementar de controle da delaminação. Essas armaduras foram fabricadas com aço CA 50 de 6,3 mm de diâmetro e possuem o objetivo de costurar as fissuras que se formam acima da armadura de flexão. A Figura 3.11 mostra o detalhe da viga Wc-3.5-0.17 e a Figura 3.12 a armadura da mesma viga. Para que as armaduras complementares fossem instaladas nos devidos lugares, utilizaram-se 7 barras de 6,3 mm na parte superior da viga, diferenciando-se das demais dessa primeira série.

Figura 3.11 - Detalhe da viga Wc-3.5-0.17

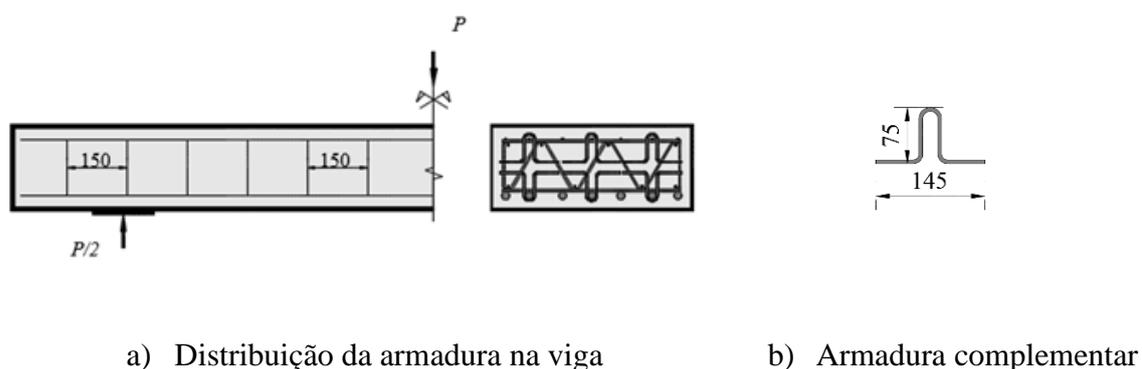
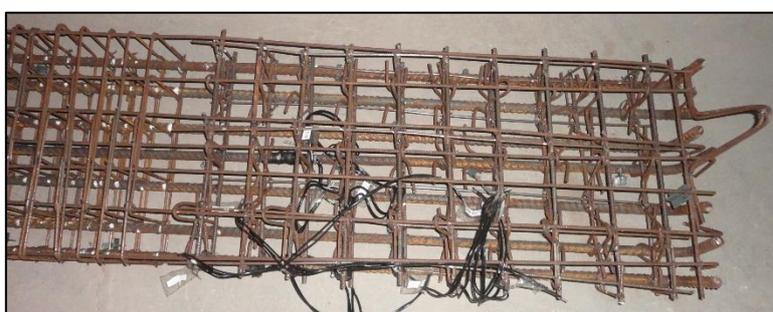


Figura 3.12 - Armadura da viga Wc-3.5-0.17



3.1.3. Armadura de cisalhamento da 2ª série

De modo a aumentar a taxa de armadura transversal, em relação às vigas da primeira série, alterou-se apenas o espaçamento entre as camadas das vigas, de 150 para 100 mm, como mostra a Figura 3.13, com o detalhe da viga C-3.5-0.24, com exceção da viga S-3.5-0.24, onde o aumento foi devido à inclusão de mais um stud por camada, ilustrado na Figura 3.14 e o espaçamento foi mantido o mesmo da viga S-3.5-0.16. Para as vigas com estribo W também se variou apenas o espaçamento, conforme figuras 3.15 e 3.16. Em todas as vigas dessa série, um dos lados foi armado com camadas de 3 estribos fechados a cada 50 mm.

Figura 3.13 - Detalhe da viga C-3.5-0.24

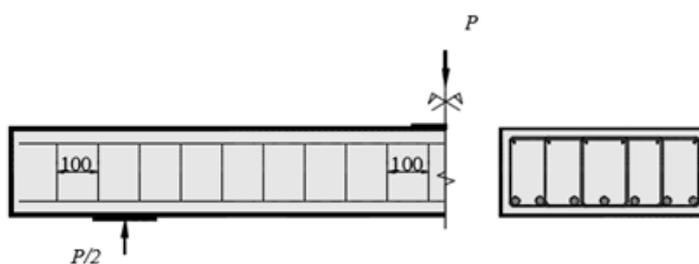


Figura 3.14 - Detalhe da viga S-3.5-0.24

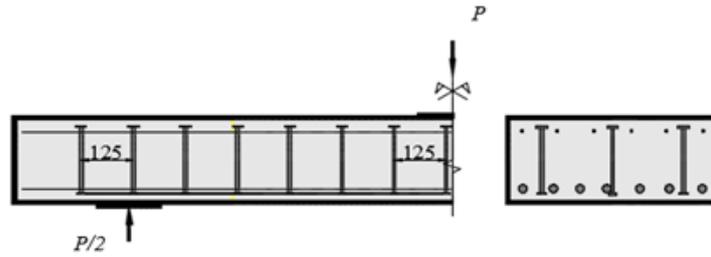


Figura 3.15 - Detalhe da viga W-3.5-0.25

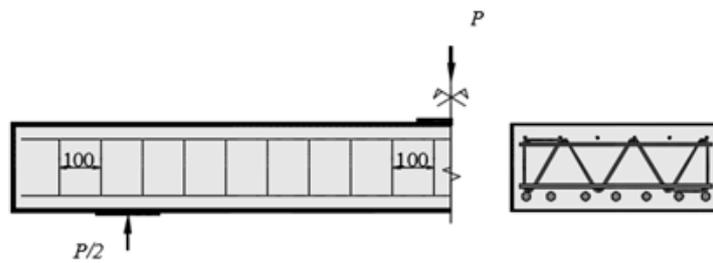
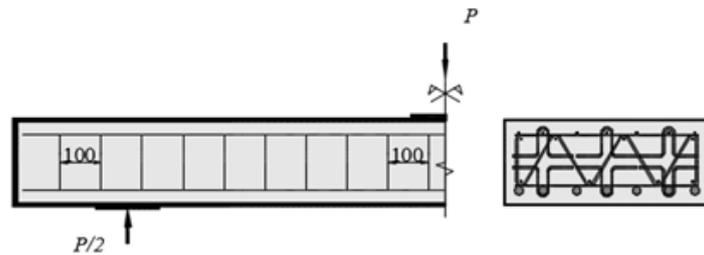


Figura 3.16 - Detalhe da viga Wc-3.5-0.25

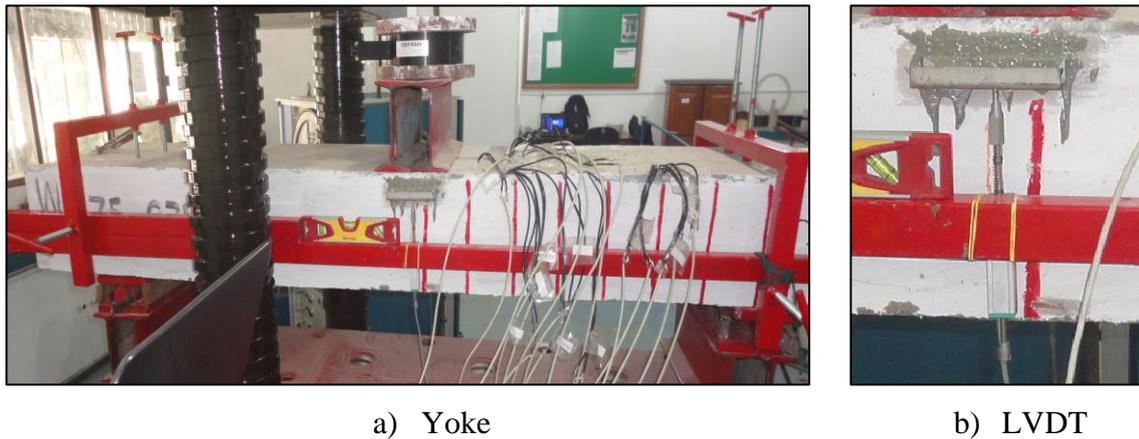


3.2. Instrumentação das vigas

3.2.1. Deslocamento vertical

Para medir os deslocamentos verticais das vigas ensaiadas, posicionou-se um LVDT (Transdutor de Deslocamento Linear Variável) da marca Gefran no meio do vão, com o auxílio de um yoke, que além da função de posicionar o transdutor, ainda permite uma leitura sem interferência da acomodação da peça nos apoios, pois esse aparato é fixado nesse ponto, como mostra a Figura 3.17a. Além disso, colou-se uma chapa de aço na face lateral da viga, de forma que permita uma leitura constante, mesmo após a ruptura da peça, como mostra a Figura 3.17b

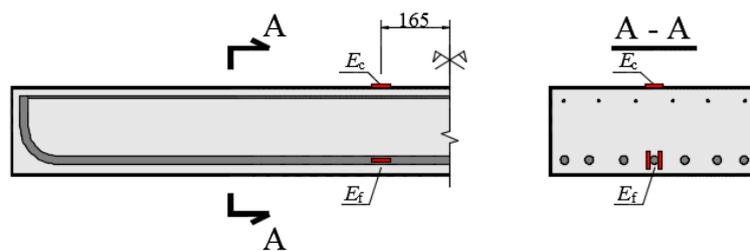
Figura 3.17 - Monitoramento do deslocamento vertical



3.2.2. Deformações no concreto

Para monitorar as deformações no concreto, foi utilizado um extensômetro elétrico de resistência (EER) da marca Excel na face superior de cada uma das vigas. Como se adotou um sistema de ensaio de três pontos, o meio do vão da viga apresentava uma carga aplicada, impossibilitando o posicionamento de um extensômetro elétrico naquele ponto, cujas deformações são máximas, pois a aplicação da carga sobre o mesmo poderia danificá-lo, bem como distorcer a leitura dos resultados, portanto, os extensômetros do concreto foram posicionados afastados a 165 mm do meio do vão, como mostra a Figura 3.18.

Figura 3.18 - Extensometria da viga R-3.5



3.2.3. Deformações na armadura de flexão

Para monitorar as deformações na armadura longitudinal das vigas ensaiadas, foram colados dois EER apenas nas barras centrais de cada armadura de flexão, uma vez que naquele ponto se tem o valor médio da seção transversal, sendo o valor adotado a média aritmética das duas leituras. Resolveu-se adotar o mesmo ponto ao longo do vão em que se

encontrava o extensômetro do concreto, para que fosse possível traçar um perfil na seção transversal do elemento, como apresentado na Figura 3.18. A Figura 3.19 mostra uma barra da armadura de flexão com os EER colados.

Figura 3.19 - EER colados na barra de flexão



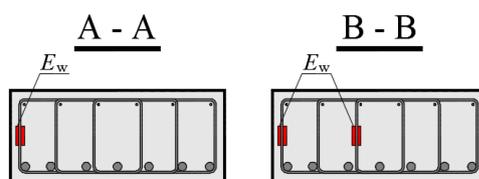
3.2.4. Deformações na armadura de cisalhamento

Para monitorar as deformações nas armaduras de cisalhamento, foram colados dois EER por cada barra monitorada. Optou-se por instrumentar todas as camadas de armadura transversal que se encontravam no vão de cisalhamento das vigas, possibilitando comparar os níveis de deformação em cada camada que contribui para resistência ao cisalhamento. A posição dos EER em cada camada foi escolhida de forma a possibilitar uma comparação entre os tipos de armadura analisados nesse estudo. Dividiu-se a apresentação da extensometria pelo tipo de armadura, para facilitar o entendimento.

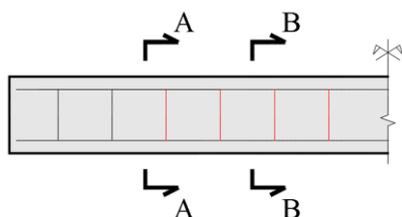
3.2.4.1. Grupo “C”

Para a viga C-3.5-0.16 haviam quatro camadas dispostas no vão de cisalhamento, sendo estas adotadas para o monitoramento (Figura 3.20b), e para a viga C-3.5-0.24 seis camadas (Figura 3.20c). Em cada camada foi instrumentada a barra da extremidade esquerda da seção, objetivando uma comparação com as vigas do grupo “W”, uma vez que essas vigas só possuem pernas verticais nas extremidades. Em uma das camadas centrais foram instrumentadas duas barras, conforme mostra a Figura 3.20a. Essa instrumentação foi adotada de forma que possibilite comparar os níveis de deformação em uma barra da extremidade e uma central, adotando-se a barra com maior probabilidade de ser solicitada, devido aos mecanismos de transferência apresentados no capítulo 2. A Figura 3.21 mostra os estribos com os extensômetros colados

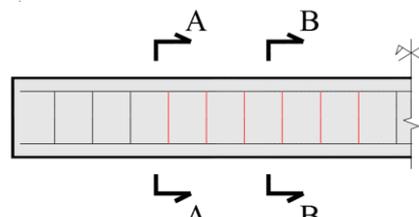
Figura 3.20 - Extensometria das vigas do grupo "C"



a) Seção transversal das vigas C-3.5-0.16 e C-3.5-0.24 instrumentadas



b) Vista lateral da viga C-3.5-0.16 instrumentada



c) Vista lateral da viga C-3.5-0.24 instrumentada

Figura 3.21 - Estribos com os EER colados



a)

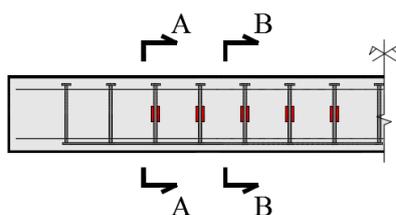


b)

3.2.4.2. Grupo "S"

Para as duas vigas com studs, foram instrumentadas cinco camadas, uma vez que ambas possuíam o mesmo espaçamento, conforme Figura 3.22a. Nas camadas monitoradas adotou-se os studs da extremidade esquerda da seção transversal para colar os EER, sendo que na camada do meio foram instrumentados dois studs, conforme mostram as figuras 3.22b e 3.22c, para as vigas S-3.5-0.16 e S-3.5-0.24, respectivamente. Os EER foram colados nos studs antes de serem posicionados na armadura, como mostra a Figura 3.23.

Figura 3.22 - Extensometria das vigas do grupo "S"



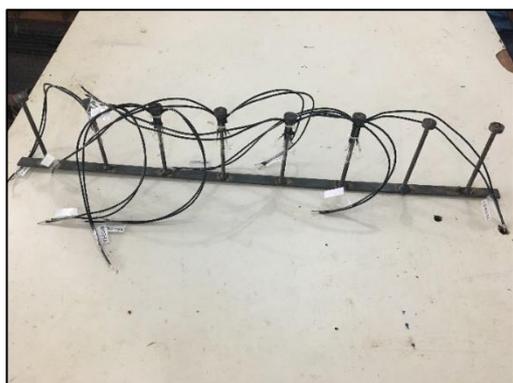
a) Vista lateral das vigas S-3.5-0.16 e S-3.5-0.24



b) Seção transversal da viga S-3.5-0.16

c) Seção transversal da viga S-3.5-0.24

Figura 3.23 - Studs com os EER colados



a)



b)

3.2.4.3. Grupo "W"

Para as vigas com estribo W, foram instrumentadas todas as camadas dispostas no vão de cisalhamento, como mostram as figuras 3.24a e 3.24b, sendo que em cada camada colou-se dois extensômetros na barra vertical do lado esquerdo da seção transversal, com exceção de uma das camadas do meio do vão, onde foram instrumentadas uma barra vertical e uma inclinada localizada no meio da seção transversal, com o objetivo de comparar os níveis de deformação das mesmas, como mostram as figuras 3.24c e 3.24d. A Figura 3.25 mostra o estribo W com os EER colados.

Figura 3.24 - Extensometria das vigas do grupo "W"

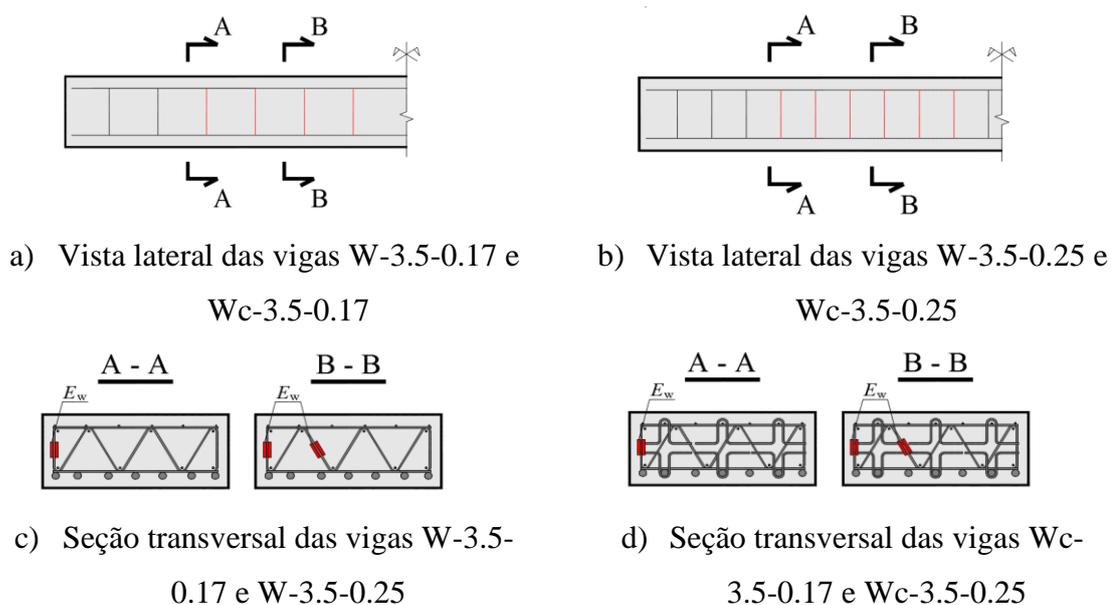
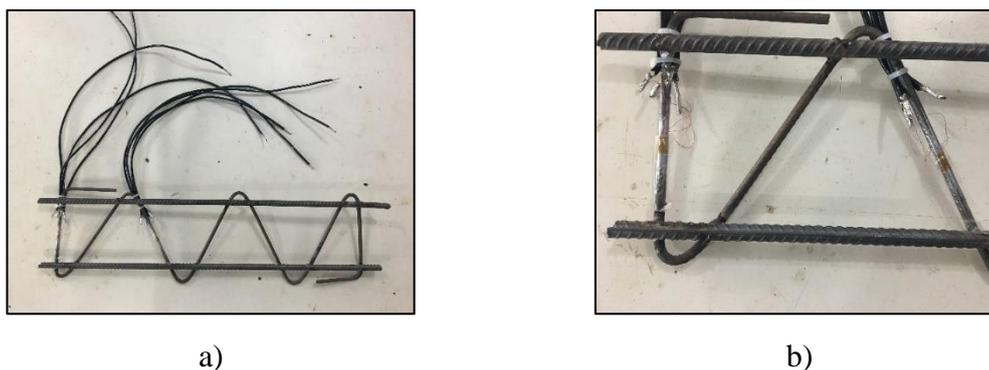


Figura 3.25 - Estribo W com os EER colados

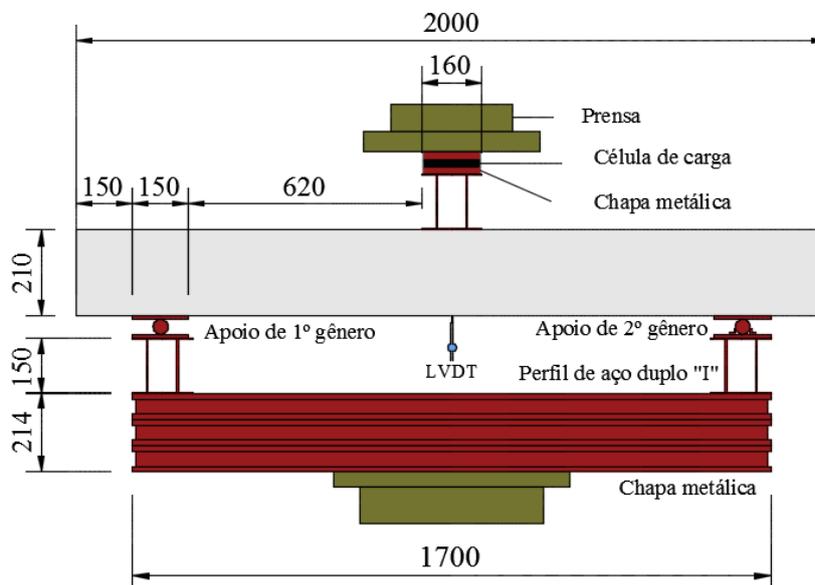


3.3. Sistema de ensaio das vigas

As vigas deste estudo foram dimensionadas para um ensaio de três pontos, sendo o carregamento aplicado pela prensa universal do LEC, conforme mostra a Figura 3.26. Como a prensa não possuía comprimento suficiente para posicionar as vigas, foram utilizadas três chapas metálicas empilhadas e posicionadas sobre o centro da mesa da prensa, sendo o suficiente para apoiar as vigas. As chapas eram vazadas e possuíam 70 mm de altura, com espessura de 15 mm. Antes da realização dos ensaios, as chapas foram submetidas a um carregamento de 50 toneladas, valor equivalente à carga de ruptura máxima estimada para as vigas mais resistentes, para verificar os deslocamentos e observou-se que os

deslocamentos máximos no meio do vão e nas extremidades foram de 0,3 mm e 0,7 mm, respectivamente.

Figura 3.26 - Sistema de ensaio das vigas



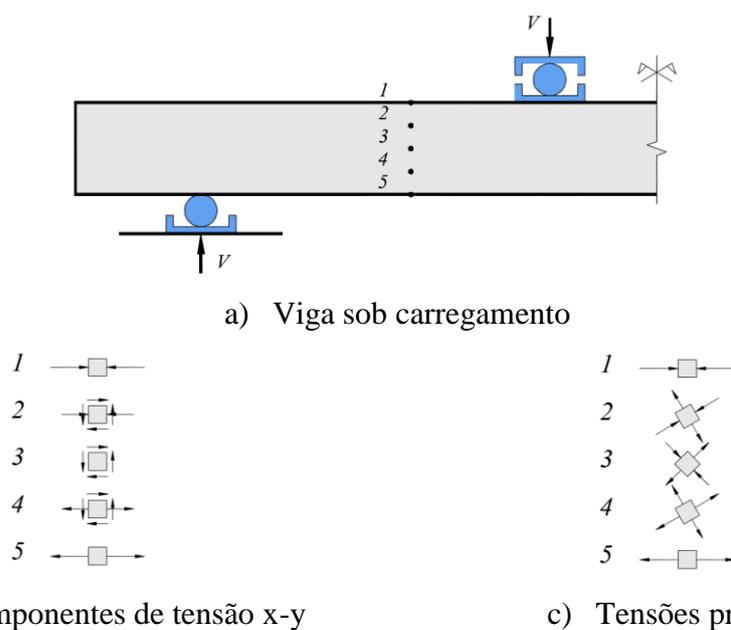
Para a aplicação da carga, utilizou-se um perfil duplo “I” com largura de 160 mm, altura de 15 mm e espessura de 4 mm, para evitar uma ruptura localizada nesse ponto, bem como para garantir a dimensão idealizada para o vão de cisalhamento e dar altura para o sistema de ensaio. Outros dois perfis metálicos também foram utilizados nos apoios para garantir altura ao sistema de ensaio, com as mesmas dimensões, sendo apoiadas sobre eles chapas metálicas com 150 mm de largura e 10 mm de espessura, uma com um rolete sem restrição ao deslocamento horizontal e outra com restrição, simulando um apoio de primeiro e segundo gênero respectivamente, e sobre os roletes outra chapa, para evitar o esmagamento localizado. Os roletes eram maciços e possuíam diâmetro de 40 mm.

Para monitorar o nível de carregamento durante os ensaios, utilizou-se uma célula de carga com capacidade de 300 toneladas da marca Gefran, localizada entre a parte superior da prensa e o perfil utilizado para fazer a aplicação da carga, além de duas chapas circulares, utilizadas para não danificar a célula de carga e não interferir na leitura dos resultados, em caso de imperfeições sobre o perfil metálico. Essas chapas possuíam 150 mm de diâmetro e 20 mm de espessura. Todos os equipamentos utilizados para monitoramento durante os ensaios, como célula de carga, LVDT e extensômetros para concreto e aço foram ligados ao ADS 2000, que é um módulo de aquisição de dados da empresa Lynx Tecnologia.

3.4. Características dos espécimes de push-off

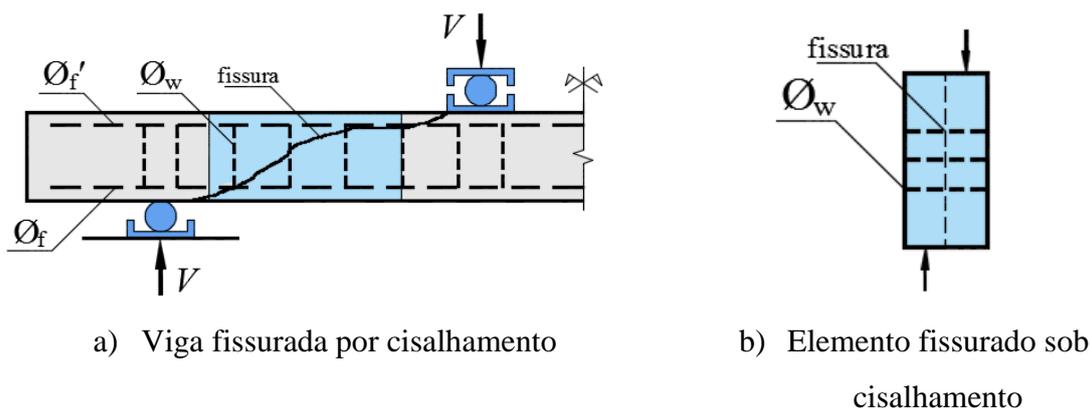
Considerando uma viga sob carregamento, como mostra a Figura 3.27a, admite-se uma distribuição de tensões linear-elástica ao longo de sua altura. Para esse tipo de distribuição, admite-se somente tensões axiais nas fibras das extremidades da viga, sendo de compressão na extremidade superior (ponto 1) e de tração na inferior (ponto 5), o cisalhamento é nulo nessas regiões. No entanto, nas outras fibras, como no ponto 2 e 4, além das tensões axiais também se tem tensões cisalhantes, sendo máximas na altura da linha neutra (ponto 3), onde nesse mesmo ponto, as tensões axiais são nulas. Esse comportamento é ilustrado nas figuras 3.27b e 3.27c, que mostram as componentes de tensão e as tensões principais, respectivamente, admitindo-se o estado plano de tensões.

Figura 3.27 – Distribuição de tensões em uma viga sob carregamento



A viga mostrada na Figura 3.27a está sujeita à flexão e cisalhamento, por isso, ensaios de cisalhamento direto são importantes para verificar o comportamento de elementos de concreto armado sem interferência da flexão, como o método de push-off. De forma a representar o comportamento de uma viga ao cisalhamento de forma localizada, considera-se a Figura 3.28a, que ilustra uma viga com uma fissura de cisalhamento, considerando que essa fissura cruza a linha neutra, onde as tensões de cisalhamento são máximas e não existem tensões de flexão, é possível representar essa área como um bloco sob cisalhamento puro, com um plano de fissuração, como mostra a Figura 3.28b.

Figura 3.28 - Idealização do ensaio de push-off



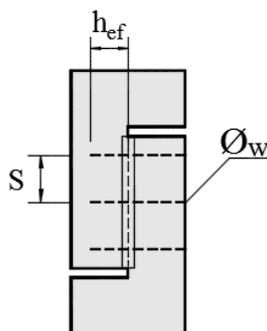
Com base nesse procedimento, adotou-se o ensaio de push-off para complementar os ensaios realizados nas vigas, sendo moldados 4 corpos de prova, onde a principal variável foi o tipo de armadura de cisalhamento, sendo adotadas para esses espécimes, armaduras compatíveis com as das vigas ensaiadas, como apresenta a Tabela 3.3. As variáveis apresentadas nessa tabela são apresentadas na Figura 3.29.

Tabela 3.3 - Características dos espécimes de push-off

Espécime	Φ_w (mm)	n_w	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	f_{yw} (MPa)	Tipo
C	5.0	8	157.1	100	676	Estribo Convencional
S	8.0	3	150.8	125	610	Stud
W	5.0	8	157.1	100	676	Estribo W
Wc	5.0	8	157.1	100	610	Estribo W + armadura complementar

Obs.: $f_c = 23,5$ MPa; $h_{ef} = 60$ mm

Figura 3.29 - Variáveis dos ensaios de push-off



O espaçamento das armaduras foi o mesmo adotado para a segunda série de ensaios das vigas, bem como o diâmetro das armaduras. O embutimento no lado esquerdo da peça foi

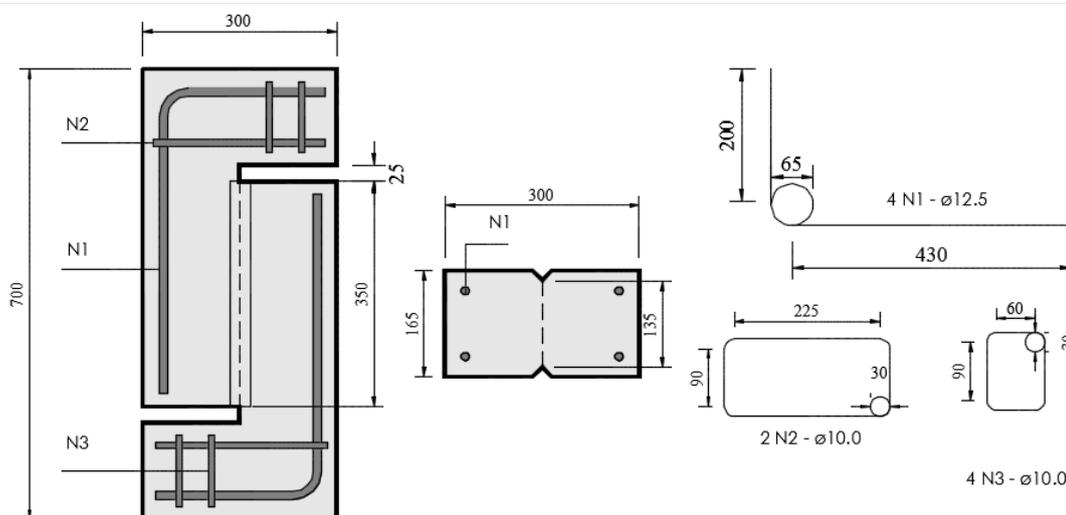
menor, de forma a verificar se a peça iria romper por arrancamento da armadura ou escoamento. As armaduras foram dimensionadas de forma que apresentassem a mesma área de aço cruzando a interface entre as duas partes da peça.

3.4.1. Geometria e armadura construtiva

O ensaio de push-off consiste no carregamento de um bloco de concreto por compressão, sendo que este bloco é formado por duas partes em formato de “L” invertido, que permitem o deslizamento de uma parte em relação à outra. As peças são concretadas com uma seção reduzida no meio das mesmas, favorecendo um plano de ruptura. O concreto na interface das duas partes e as armaduras que cruzam essa interface são responsáveis pela resistência do espécime.

A Figura 3.30 mostra a geometria e armadura construtiva das peças ensaiadas, que seguiram o mesmo utilizado por SAGASETA e VOLLUM (2011). Essa armadura foi dimensionada de forma que permita uma ruptura na interface da mesma, para isso, foram utilizadas 4 barras de aço CA 50 com 12,5 mm de diâmetro na seção transversal e 3 estribos com diâmetro de 10 mm.

Figura 3.30 - Geometria e armadura construtiva dos espécimes de push-off



3.4.2. Armadura de cisalhamento

A Figura 3.31 apresenta o detalhe da armadura transversal do espécime C, que foi composta por quatro estribos fechados, fabricados com barras de aço CA 60 com 5 mm de

diâmetro, espaçados a cada 100 mm. Uma das extremidades do estribo foi ancorada à armadura construtiva da peça e o outro a uma barra de aço CA 50 com 20 mm de diâmetro (mesmo diâmetro da armadura de flexão das vigas), com 60 mm de embutimento. Uma imagem da armadura pode ser vista na Figura 3.32.

Figura 3.31 - Detalhe do espécime C

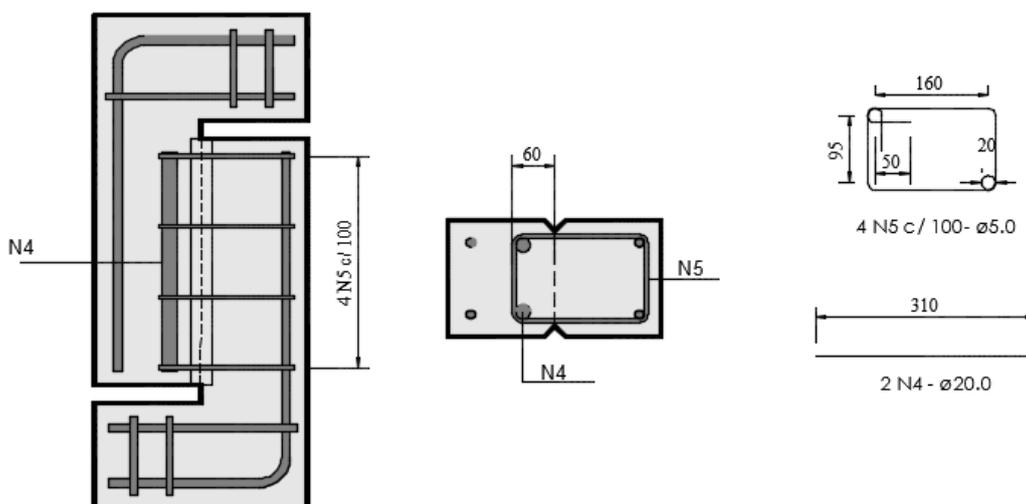


Figura 3.32 - Armadura do espécime C



A armadura de cisalhamento da peça S é a mesma utilizada nas vigas do tipo “S”, fabricada da mesma forma e com o mesmo espaçamento, 125 mm, porém nessa, os trilhos possuem apenas 3 studs com embutimento de 60 mm. A Figura 3.33 mostra o detalhe da armadura transversal do espécime S, enquanto que a Figura 3.34 mostra a armadura da referida peça posicionada dentro da fôrma.

Figura 3.33 - Detalhe do espécime S

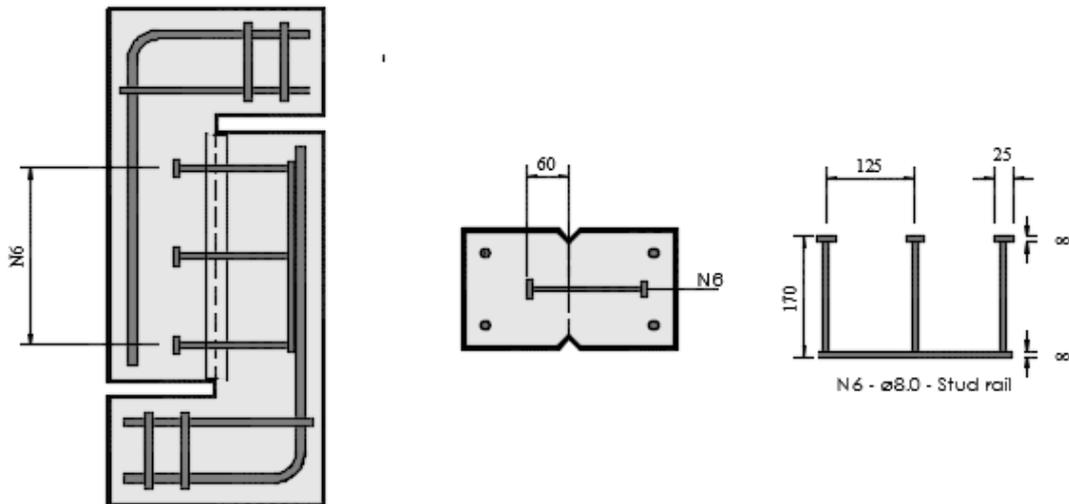
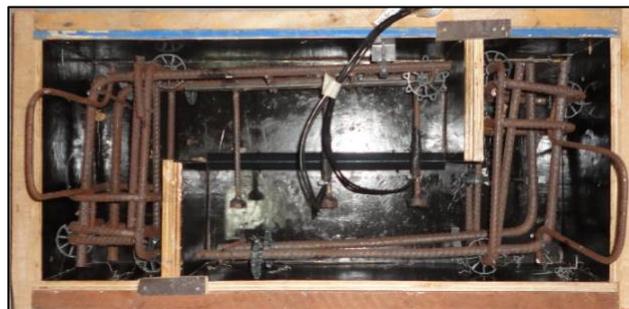


Figura 3.34 - Armadura do espécime S



A armadura de cisalhamento do corpo de prova W é composta por 4 estribos triangulares espaçados a 100 mm, e em sua extremidade foi soldada uma barra de aço CA 50 com 8 mm de diâmetro, como os estribos W. Os estribos tiveram essa dimensão de forma que pudessem simular as pernas inclinadas do estribo W. O embutimento foi igual a 60 mm, possibilitando uma comparação com as demais peças. A Figura 3.35 mostra o detalhe dessa peça e a Figura 3.36 a sua armadura.

Figura 3.35 - Detalhe do espécime W

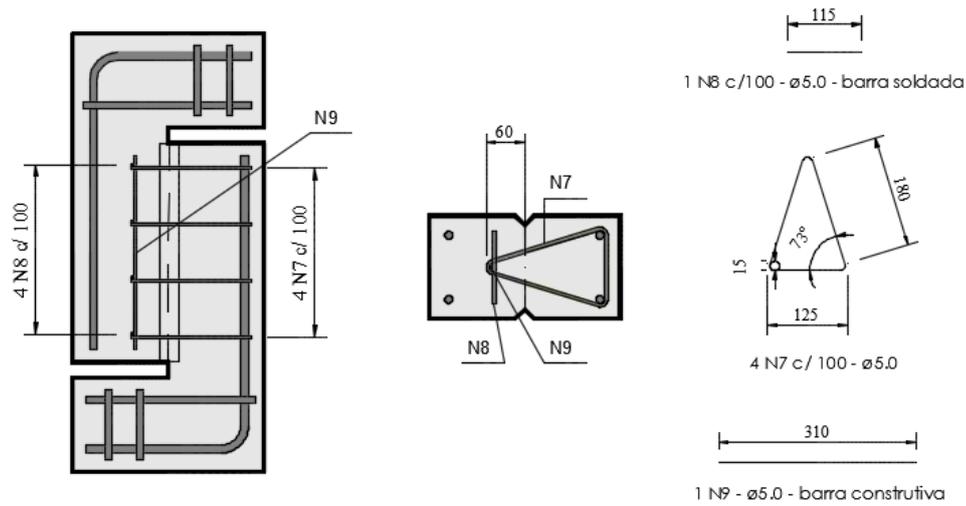


Figura 3.36 - Armadura do espécime W



O espécime Wc foi fabricado com a mesma armadura do espécime W, porém com o acréscimo da armadura complementar utilizada nas vigas do grupo “Wc”, com o intuito de evitar a delaminação, sendo conectada a uma barra de aço CA 50 com 20 mm de diâmetro, como utilizada no espécime C. O embutimento dessa peça foi de 60 mm, sem considerar a armadura complementar e a barra longitudinal, conforme mostra Figura 3.37, assim como a armadura pode ser visualizada na Figura 3.38

Figura 3.37 - Detalhe do espécime Wc

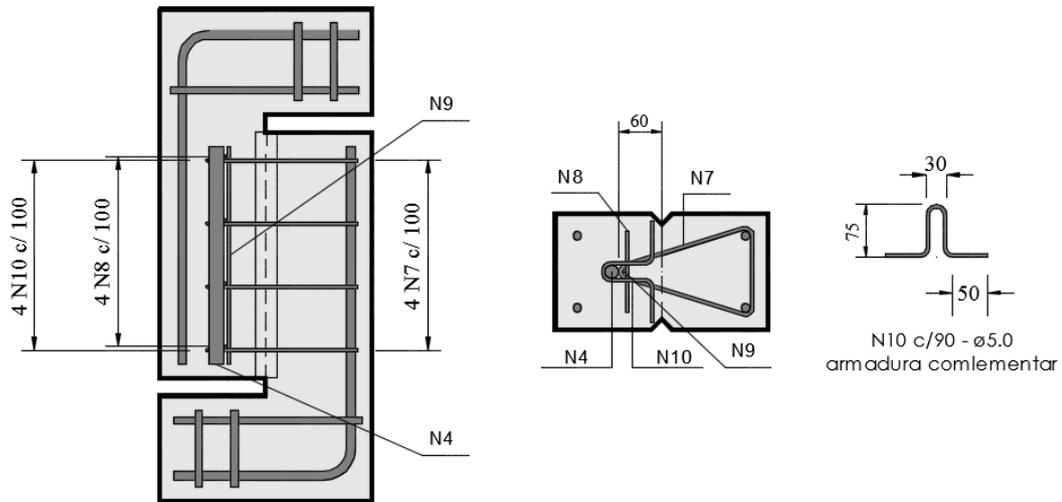


Figura 3.38 - Armadura do espécime Wc

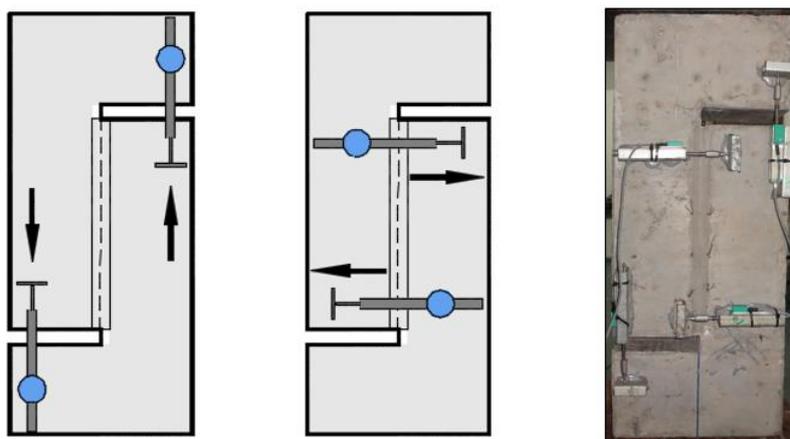


3.5. Instrumentação do push-off

3.5.1. Deslocamentos

Para medir os deslocamentos das peças durante os ensaios, foram utilizados quatro LVDT's da marca Gefran, sendo dois posicionados verticalmente, para medir o deslizamento das duas partes da peça em relação ao plano de fissuração, onde o valor adotado é equivalente à média das duas leituras, e os outros dois posicionados horizontalmente, com o intuito de monitorar a abertura da fissura, sendo adotado, também, a média aritmética desses dois aparelhos. Esse tipo de monitoramento é utilizado por diversos autores, como EMIKO *et al.* (2011), SAGASETA e VOLLUM (2011), NASERIAN *et al.* (2013), XIAO *et al.* (2014) e WASEEM e SINGH (2016), A Figura 3.39 mostra o esquema de posicionamento dos LVDT's.

Figura 3.39 - Espécime com os LVDT's posicionados



3.5.2. Deformações nas armaduras de cisalhamento

Além dos deslocamentos, também foram monitoradas as deformações nas armaduras de cisalhamento com o uso de EER. Em cada espécime, colocou-se um extensômetro em cada barra, sendo duas barras instrumentadas por corpo de prova, uma vez que os espécimes C, W e Wc possuíam 4 barras. Desta forma, com essa instrumentação é possível verificar a diferença de deformações de uma barra de extremidade e uma central, assim como o S apresenta só três barras, ao instrumentar duas é possível verificar a diferença de uma de extremidade para uma central. A Figura 3.40 mostra o detalhe da instrumentação para os ensaios de push-off e a Figura 3.41 mostra as peças instrumentadas.

Figura 3.40 - Extensometria do push-off

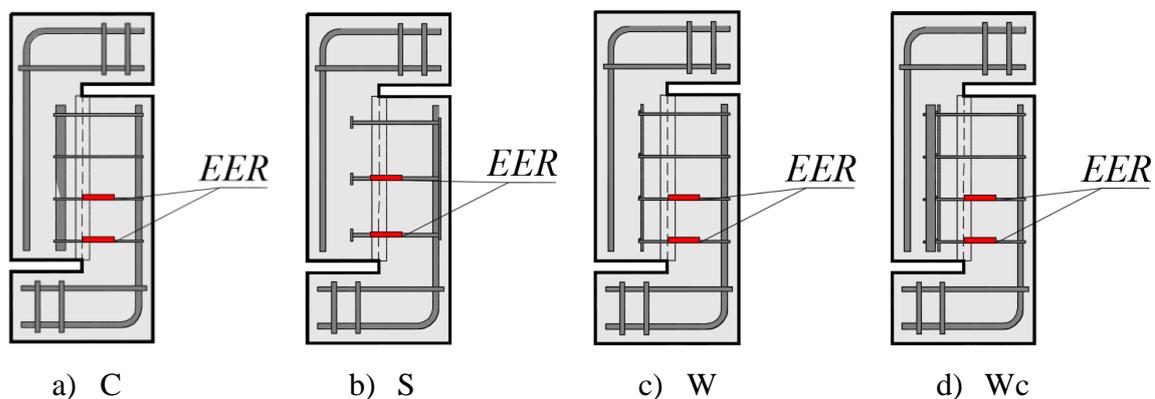
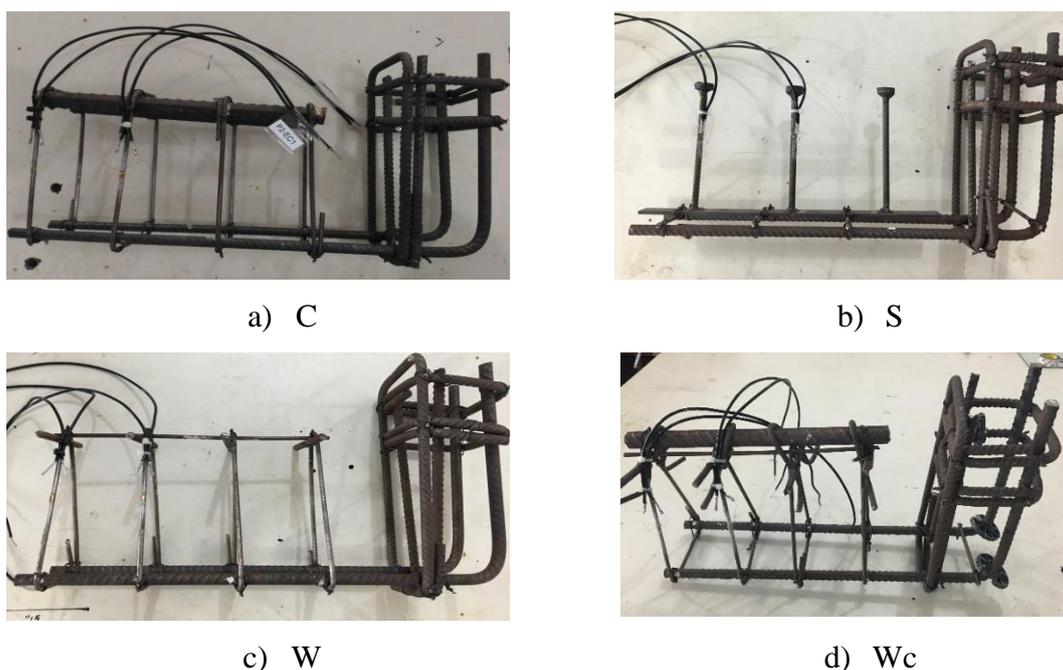


Figura 3.41 - Armaduras do push-off com os EER colados



3.6. Sistema de ensaio do push-off

Os ensaios de push-off foram realizados no LEC, porém antes da realização do mesmo, foi feita uma pré-fissuração dos espécimes. A pré-fissuração foi feita na prensa universal do laboratório, com as peças deitadas na posição horizontal, posicionando-se um rolete metálico na face superior e outro na face inferior, no plano de cisalhamento do corpo de prova, sendo esses roletes posicionados em cima de uma cantoneira que se encaixava na fenda dos espécimes. O carregamento foi realizado em um passo de carga de 500 em 500 kg, sendo utilizados 4 LVDT's para monitorar a abertura das fissuras, posicionados horizontalmente, dois de cada lado.

A Figura 3.42 apresenta um espécime posicionado para ser pré-fissurado. Esse sistema de pré-fissuração é utilizado pela maioria dos autores, como AHMED e ANSELL (2010), EMIKO *et al.* (2011) e SAGASETA e VOLLUM (2011), que também recomendam que a pré-fissuração seja interrompida quando for identificada uma queda no carregamento. No entanto, ECHEGARAY-OVIEDO *et al.* (2013) comentam que as leituras da abertura da fissura, quando se utiliza esse método de pré-fissuração, ficam comprometidas, uma vez que o sistema é instável, sendo a melhor solução a utilização de um sistema de molas para equilibrar o espécime na posição horizontal.

Figura 3.42 - Pré-fissuração do push-off



Após a pré-fissuração, as peças foram posicionadas verticalmente, apoiadas sobre uma chapa que estava apoiada sobre 4 roletes com 40 mm de diâmetro cada, e carregadas pela prensa universal, que possui um sistema de rótula. Esse sistema foi essencial para possibilitar o deslocamento horizontal entre as duas partes da peça, permitindo que a fissura se abrisse sem restrição. A Figura 3.43 mostra uma peça sendo ensaiada.

Figura 3.43 - Sistema de ensaio do push-off



3.7. Materiais

3.7.1. Concreto

3.7.1.1. Composição

O concreto utilizado para moldagem de todas as peças foi fornecido pela empresa Concrenorte S.A. Foram necessários aproximadamente 2,5 m³ para moldagem das vigas, espécimes de push-off e corpos de prova. O cimento utilizado foi o CP-II-Z 32 (cimento Portland com adição pozolânica) da marca Açaí. Como agregado graúdo utilizou-se seixo, com diâmetro máximo de 19 mm, e agregado miúdo areia média. Ambos os agregados são provenientes de jazidas localizadas aos arredores do município de Tucuruí-PA.

Foi solicitado um concreto que atingisse 25 MPa de resistência à compressão aos 28 dias e abatimento do tronco de cone de 12 ± 2 cm. Durante o recebimento do concreto, foi realizado o *slump test*, como recomendado pela ABNT NBR NM 67 (1998), de forma a verificar se o mesmo se adequava ao solicitado, conforme Figura 3.44, sendo que o mesmo atendeu às especificações. Durante a concretagem, o concreto foi adensado com o auxílio de dois vibradores mecânicos do tipo agulha, seguindo o procedimento estabelecido pela ABNT NBR 14931 (2004), conforme Figura 3.45, tanto nas peças quanto nos corpos de prova, de modo a possuírem o mesmo adensamento.

Figura 3.44 - *Slump test*



Figura 3.45 - Adensamento do concreto



3.7.1.2. Propriedades mecânicas do concreto

Para determinar as propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos de prova cilíndricos seguindo as recomendações da ABNT NBR 5738 (2008). Os ensaios de compressão axial foram realizados seguindo as recomendações da ABNT NBR 5739 (2007), em corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura (Figura 3.46), mesmas dimensões dos corpos de prova ensaiados à tração por compressão diametral (Figura 3.47), seguindo as recomendações da ABNT NBR 7222 (2011). O módulo de elasticidade do concreto foi determinado de acordo com as recomendações da ABNT NBR 8522 (2008), a partir de ensaios em espécimes com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (Figura 3.48).

Figura 3.46 - Ensaio de compressão do concreto



Figura 3.47 - Ensaio de tração por compressão diametral do concreto



Figura 3.48 - Ensaio de módulo de elasticidade do concreto



Todos os ensaios (push-off e vigas) foram realizados 90 dias após a concretagem durante 2 semanas. Para realizar a caracterização das propriedades mecânicas do concreto, foram ensaiados 9 corpos de prova à compressão, 9 à tração por compressão diametral e 9 para obtenção do módulo de elasticidade, sendo que para cada um, foram ensaiados 3 corpos de prova no primeiro dia de realização dos ensaios, 3 no início da segunda semana de ensaios e 3 no último dia de ensaios. Os resultados adotados são equivalentes às médias de todos os corpos de prova, conforme mostra a Tabela 3.4. O processo de se adotar a média de todos os corpos de prova ao invés de uma média para cada dia de ensaio foi adotado para evitar maior dispersão dos resultados, uma vez que o concreto utilizado para as peças foi o mesmo, bem como, após os 30 dias de idade, as propriedades mecânicas do concreto pouco mudam.

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do concreto

CP	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
1	21,0	2,0	20,9
2	22,4	2,2	19,6
3	25,0	1,6	20,0
4	24,7	1,8	19,8
5	23,2	1,9	20,1
6	24,5	2,1	19,9
7	24,9	2,0	20,5
8	23,6	1,7	20,4
9	21,8	2,1	20,6
Média	23,5	1,9	20,2
Desvio Padrão	1,46	0,20	0,41
COV	6%	10%	2%

3.7.2. Propriedades mecânicas do aço

Para determinar as propriedades mecânicas do aço, foram retiradas 3 amostras com 500 mm de comprimento de cada bitola utilizada nas peças ensaiadas, de acordo com as recomendações da NBR 6892 (2013), e ensaiadas à tração na prensa do LEC (Figura 3.49). A Figura 3.49 mostra os gráficos de tensão x deformação das bitolas ensaiadas, sendo apresentadas as médias dos valores na Tabela 3.5.

Figura 3.49 - Ensaio de caracterização do aço



Figura 3.50 - Tensão x deformação do aço

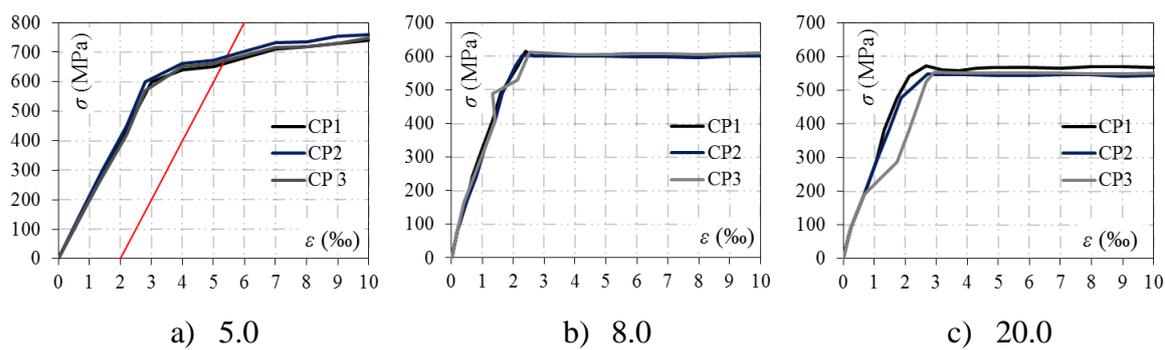


Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas do aço

Tipo de aço	ϕ (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
CA 60 (Estribos)	5.0	676	3,37	202
CA 50 (studs)	8.0	610	2,41	203
CA 50 (Armadura de flexão)	20.0	558	2,79	182

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. Respostas à flexão das vigas

Com o intuito de balizar os ensaios realizados, comparou-se os resultados de carga x deslocamento, carga x deformação da armadura de flexão e carga x deformação no concreto obtidos experimentalmente com os obtidos com o Response 2000. O referido programa apresenta estribos fechados e perfis I como armadura de cisalhamento, podendo serem usados para modelar as vigas do tipo C e S, no entanto, não apresenta armadura para simular o estribo W, diante disso, adotou-se os estribos fechados, com uma área equivalente aos estribos W por camada, para permitir a modelagem. As figuras de 4.1 a 4.9 mostram os gráficos obtidos.

Figura 4.1 - Respostas à flexão da viga R-3.5

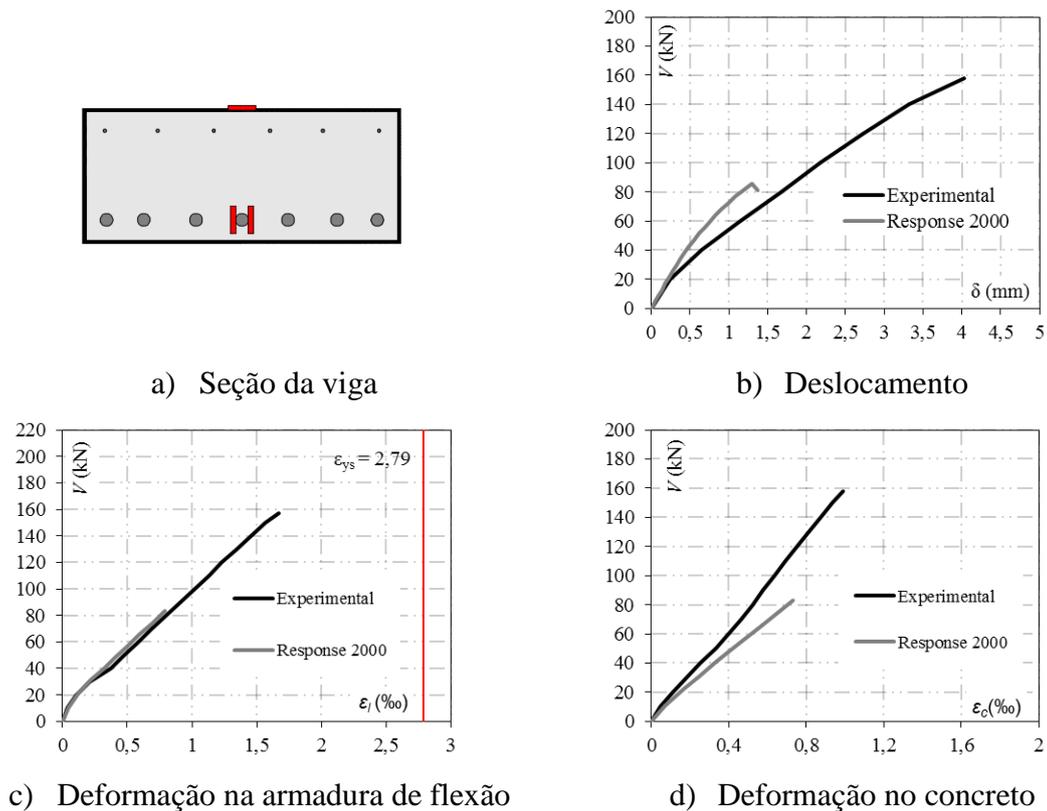
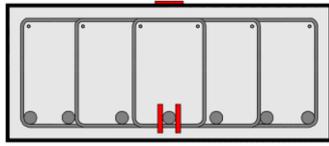
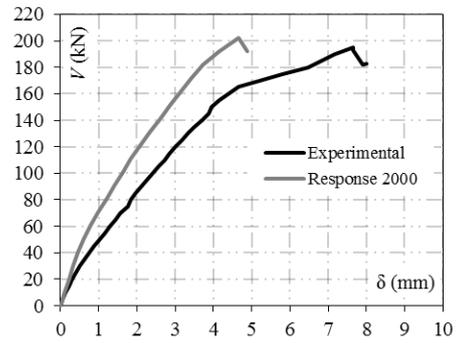


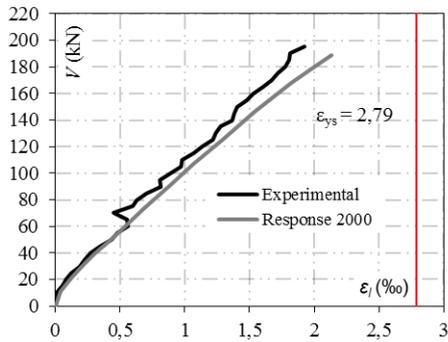
Figura 4.2 - Respostas à flexão da viga C-3.5-0.16



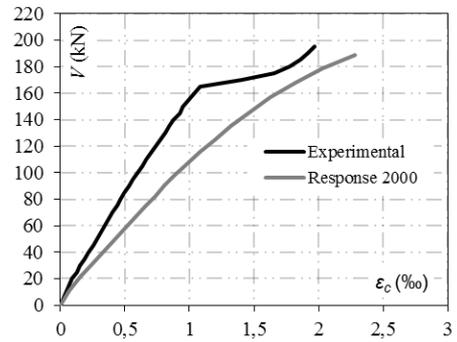
a) Seção da viga



b) Deslocamento

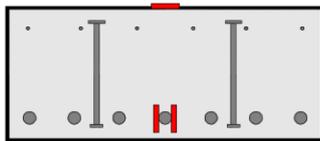


c) Deformação na armadura de flexão

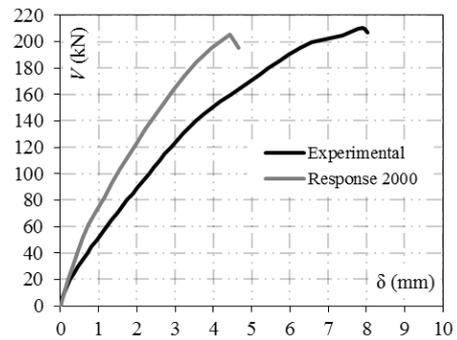


d) Deformação no concreto

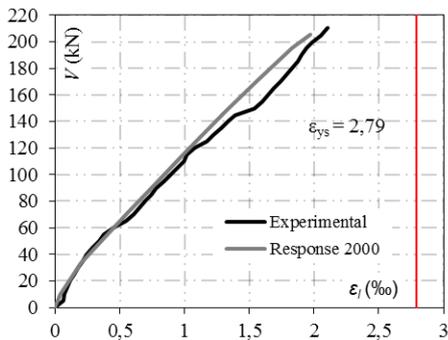
Figura 4.3 - Respostas à flexão da viga S-3.5-0.16



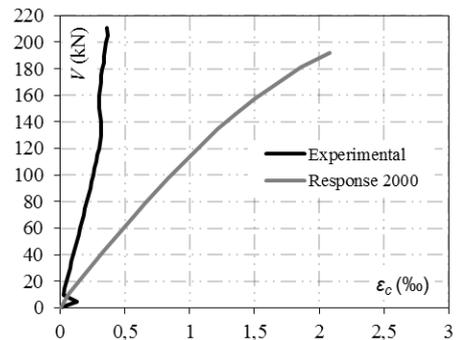
a) Seção da viga



b) Deslocamento

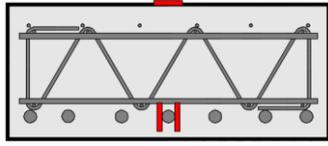


c) Deformação na armadura de flexão

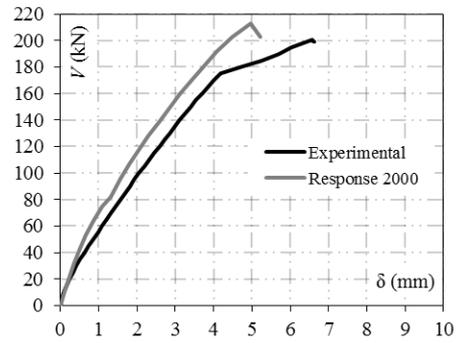


d) Deformação no concreto

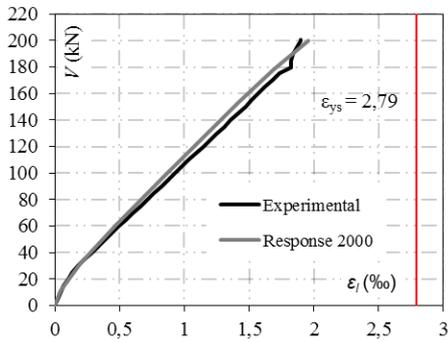
Figura 4.4 - Respostas à flexão da viga W-3.5-0.17



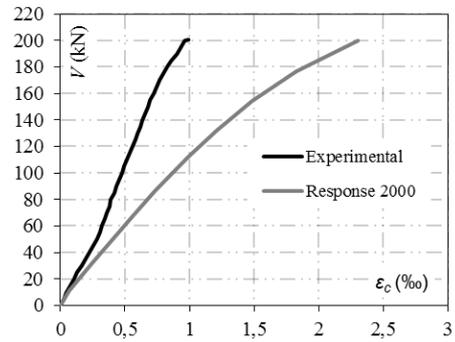
a) Seção da viga



b) Deslocamento

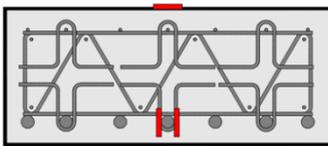


c) Deformação na armadura de flexão

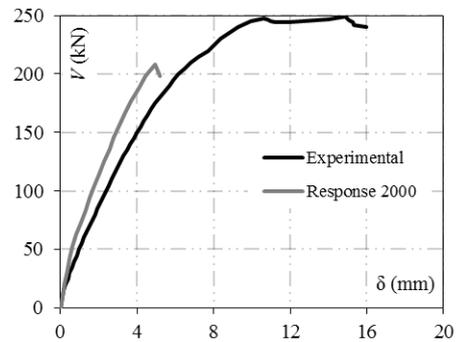


d) Deformação no concreto

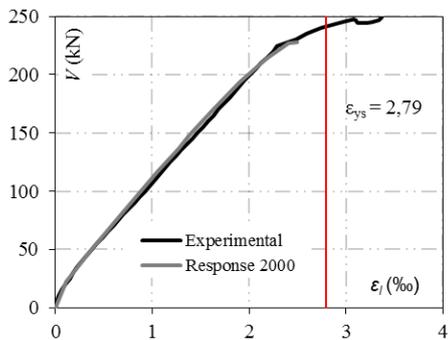
Figura 4.5 - Respostas à flexão da viga Wc-3.5-0.17



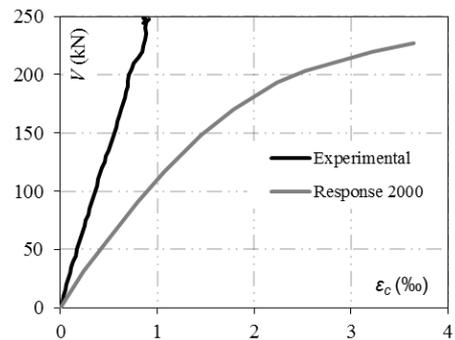
a) Seção da viga



b) Deslocamento

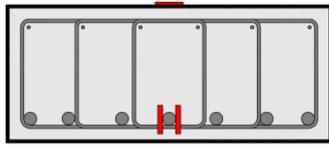


c) Deformação na armadura de flexão

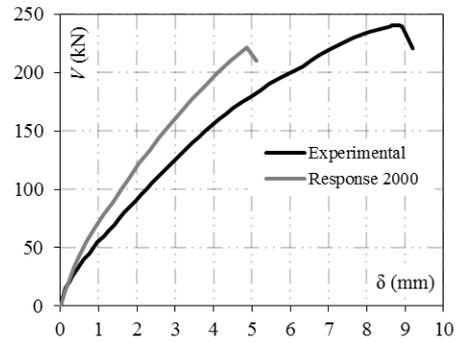


d) Deformação no concreto

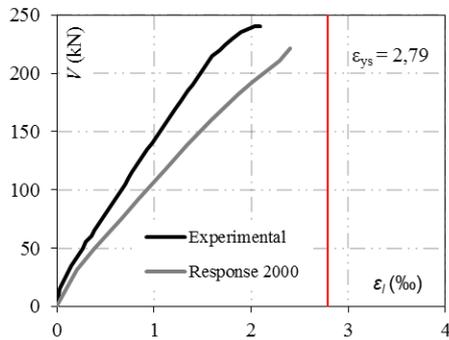
Figura 4.6 - Respostas à flexão da viga C-3.5-0.24



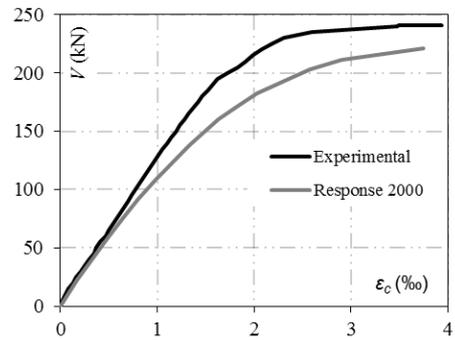
a) Seção da viga



b) Deslocamento

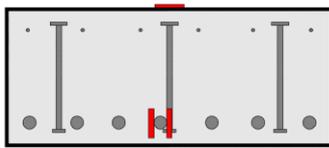


c) Deformação na armadura de flexão

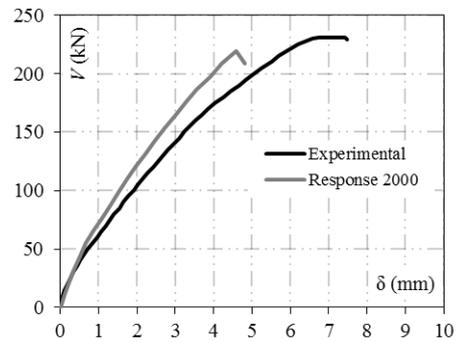


d) Deformação no concreto

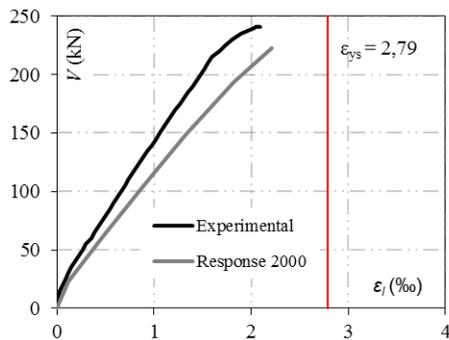
Figura 4.7 - Respostas à flexão da viga S-3.5-0.24



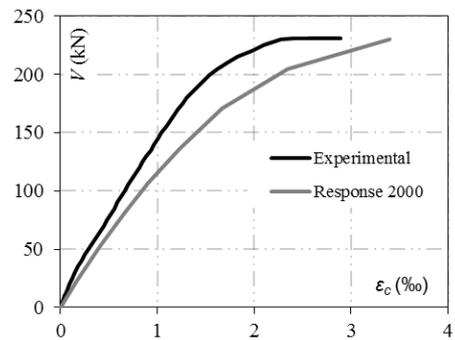
a) Seção da viga



b) Deslocamento

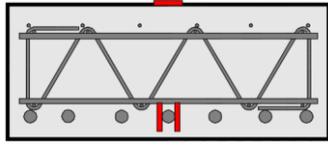


c) Deformação na armadura de flexão

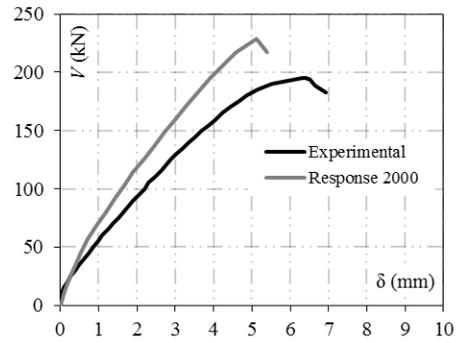


d) Deformação no concreto

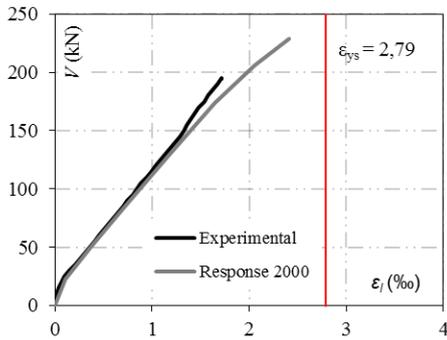
Figura 4.8 - Respostas à flexão da viga W-3.5-0.25



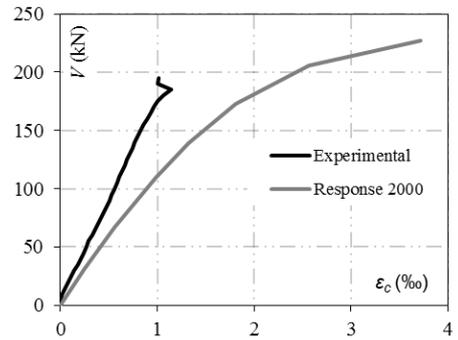
a) Seção da viga



b) Deslocamento

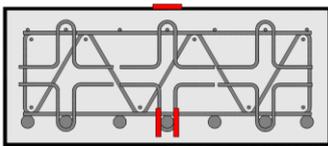


c) Deformação na armadura de flexão

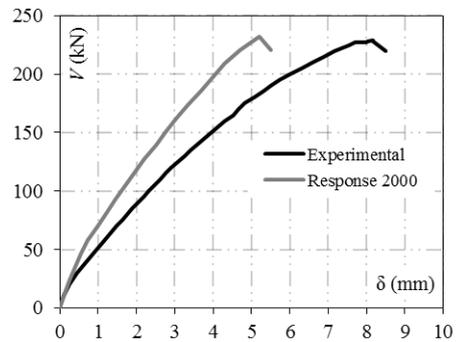


d) Deformação no concreto

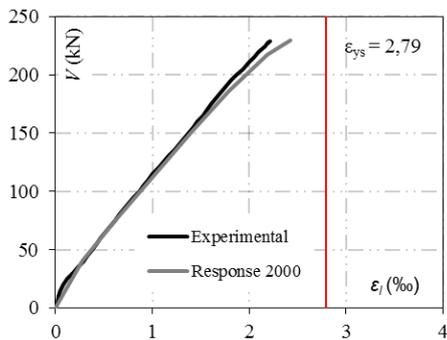
Figura 4.9 - Respostas à flexão da viga Wc-3.5-0.25



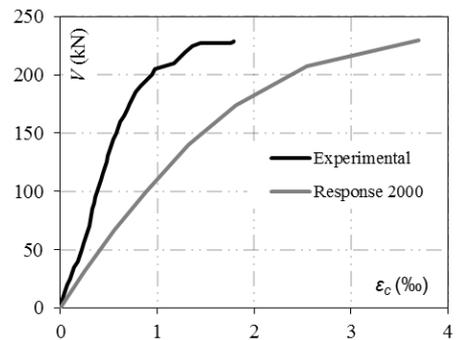
a) Seção da viga



b) Deslocamento



c) Deformação na armadura de flexão



d) Deformação no concreto

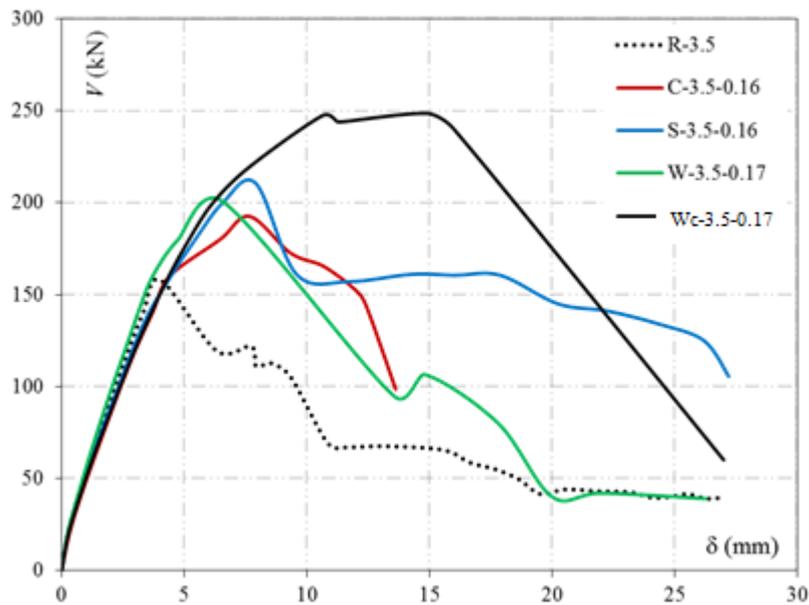
Com base nos resultados mostrados nas figuras de 4.1 a 4.9, observou-se que os modelos do Response 2000 apresentaram certa proximidade com os resultados experimentais, principalmente para os gráficos de carga x deformação na armadura de flexão. Para a curva de carga x deslocamento, os resultados obtidos pelo software apresentaram uma pequena discrepância com os resultados experimentais, porém com boa correlação, sendo os resultados computacionais mais rígidos que os experimentais. Quanto à deformação no concreto, no geral, a rigidez dos modelos experimentais foi maior que a do Response 2000, no entanto, acredita-se que ocorreu erro de extensometria na viga S-3.5-0.16, pois a curva de carga x deformação no concreto foi muito diferente do Response 2000, sendo que a viga com a mesma armadura, porém da segunda série, S-3.5-0.24 apresentou boa correlação com o software. Quanto às vigas com estribo W, as mesmas apresentaram comportamento diferente do Response 2000 para a deformação no concreto, porém acredita-se que não houve erro na instrumentação, uma vez que elas mantiveram o mesmo padrão de comportamento, vale ressaltar que para essas vigas foram modeladas no software as barras construtivas utilizadas na zona comprimida.

4.2. 1ª série de ensaios das vigas

4.2.1. Deslocamento vertical

A Figura 4.100 apresenta o deslocamento vertical no meio do vão (δ) das vigas da primeira série, para o determinado cortante (V), sendo monitorado o deslocamento mesmo após as peças atingirem sua capacidade máxima, com o objetivo de observar o comportamento pós-pico das mesmas. De maneira geral, observou-se que as vigas armadas transversalmente apresentaram maior resistência e ductilidade, quando comparadas à viga de referência. As vigas apresentaram comportamento semelhante até atingirem a carga última, após isso, observou-se que as vigas C-3.5-0.16 e W-3.5-0.17 apresentaram comportamento similar ao da viga R-3.5, com o decréscimo de resistência acentuado. A viga Wc-3.5-0.17 foi a que apresentou o comportamento mais dúctil, seguida da viga S-3.5-0.16.

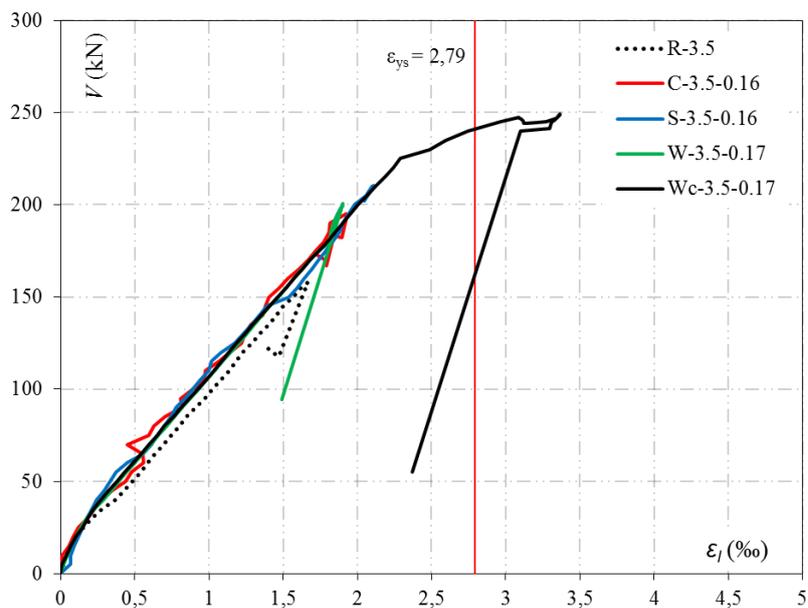
Figura 4.10 – Cortante x Deslocamento das vigas da 1ª série.



4.2.2. Deformação na armadura de flexão

A Figura 4.11 mostra o gráfico do cortante pela deformação na armadura de flexão (ϵ_l) das vigas ensaiadas na 1ª série. A viga Wc-3.5-0.17 foi a única em que a armadura de flexão escoou, uma vez que a mesma foi a única a atingir a capacidade resistente necessária para que isso ocorresse. De maneira geral, as vigas apresentaram o mesmo comportamento para os mesmos níveis de carregamento.

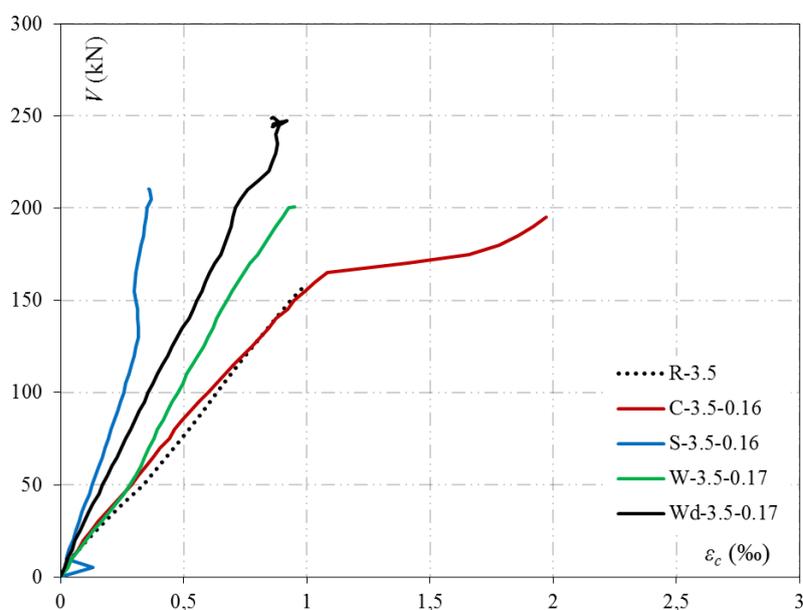
Figura 4.11 - Cortante x deformação na armadura de flexão das vigas da 1ª série



4.2.3. Deformação no concreto

A Figura 4.12 mostra o gráfico do cortante pela deformação na superfície do concreto das vigas (ϵ_c) ensaiadas na 1ª série. Verificou-se que as vigas R-3.5 e C-3.5-0.16 apresentaram comportamento similar, enquanto que as vigas W-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.17 foram mais rígidas que elas, isso se justifica pela presença das armaduras construtivas utilizadas no estribo W, que aumentam em 78,5 mm² a área de aço na parte comprimida da peça, o mesmo foi verificado por FERREIRA *et al.* (2016). Ainda se comenta que a viga Wc-3.5-0.17 teve comportamento mais rígido que a viga W-3.5-0.17, por apresentar 31 mm² a mais de área de aço na parte comprimida. Quanto à viga S-3.5-0.16, reforça-se a hipótese de erros na instrumentação, para justificar tal comportamento apresentado.

Figura 4.12 - Cortante x deformação no concreto das vigas da 1ª série



4.2.4. Deformações nas armaduras de cisalhamento

O resultado das leituras das deformações nas armaduras de cisalhamento (ϵ_w) das vigas ensaiadas na primeira série é apresentado nas figuras de 4.13 a 4.16, em gráficos de cortante pela deformação.

Figura 4.13 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga C-3.5-0.16

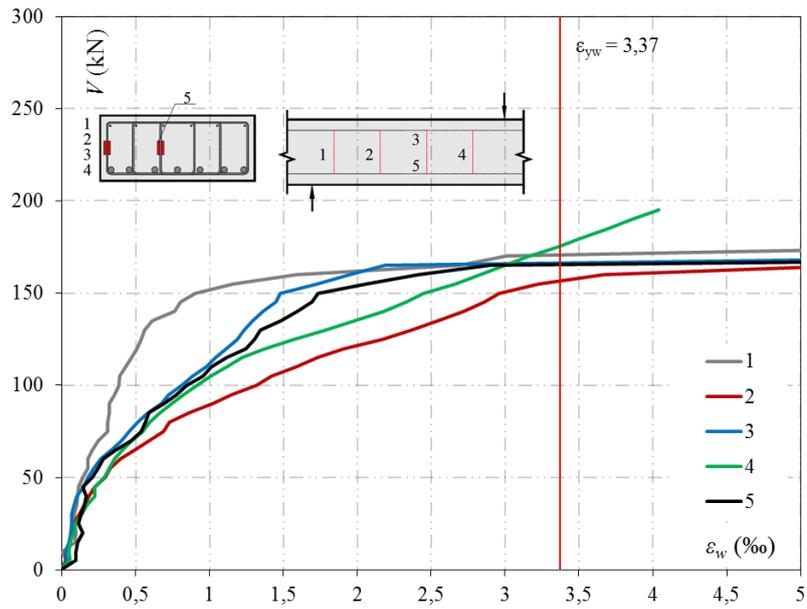


Figura 4.14 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga S-3.5-0.16

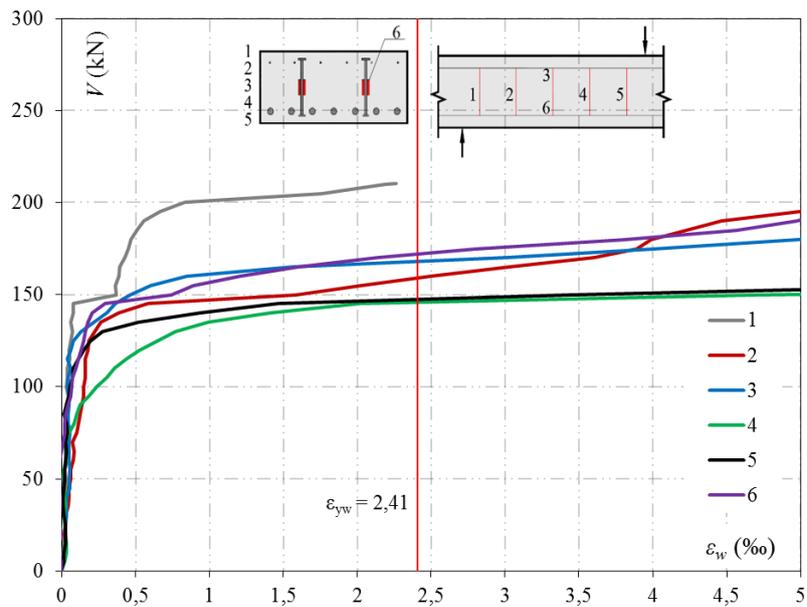


Figura 4.15 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga W-3.5-0.17

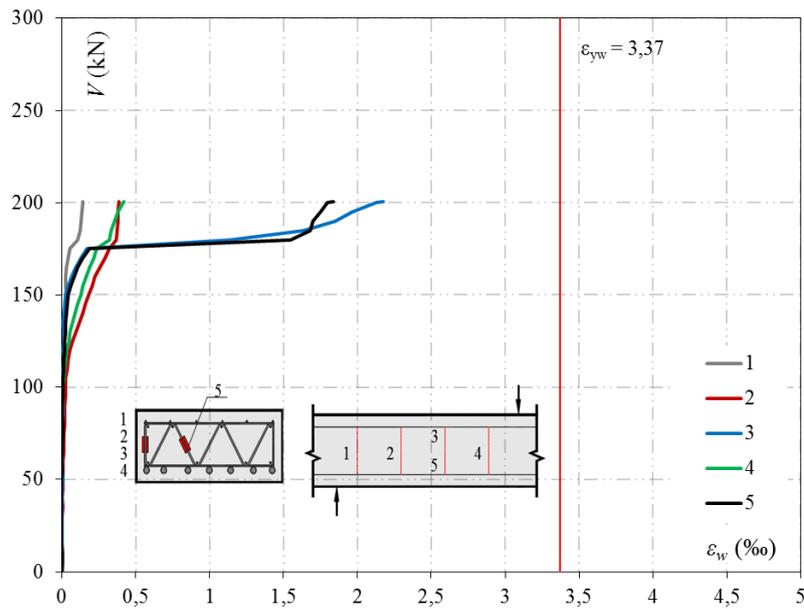
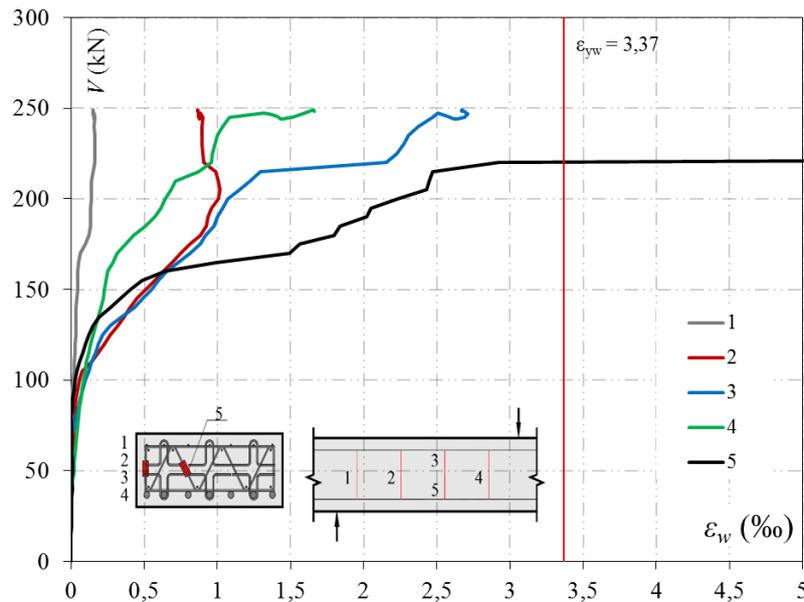


Figura 4.16 - Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento da viga Wc-3.5-0.17



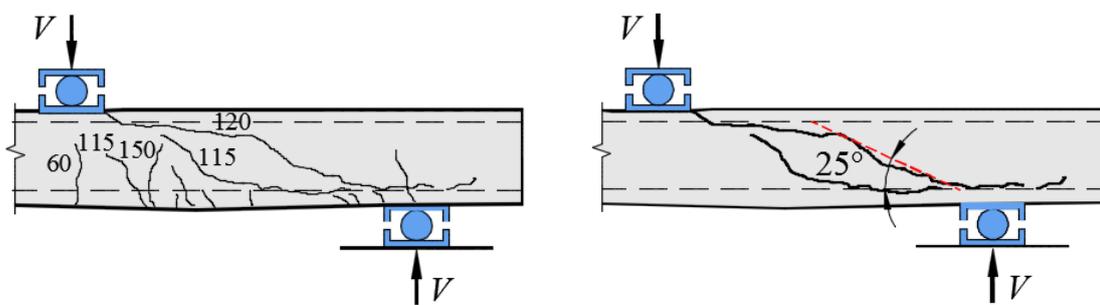
Observou-se, com base nas deformações nas armaduras de cisalhamento, que as vigas C-3.5-0.16 e S-3.5-0.16 apresentaram comportamento similar, tendo todas as suas armaduras monitoradas escoando, diante disso é possível afirmar que essas armaduras apresentaram um bom desempenho. Vale ressaltar, ainda, que a armadura de cisalhamento da viga C-3.5-0.16 começa a deformar com cargas menores que as demais vigas, isso se atribui à calibração do sistema de aquisição de dados, uma vez que esse foi o primeiro ensaio realizado e esse comportamento não ocorreu em nenhuma outra viga, inclusive na viga com a mesma

armadura da segunda série, como será visto. Os estribos W da viga W-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.17 não atingiram o escoamento em todas as camadas, acredita-se que devido à ancoragem desconectada à armadura de flexão, provocando o escorregamento dessa armadura. Porém observou-se que a armadura complementar auxiliou na ancoragem da viga Wc-3.5-0.17, uma vez que uma das barras monitoradas dessa viga atingiu o escoamento, bem como ainda apresentou maior resistência quando comparada à viga W-3.5-0.17.

4.2.5. Mapa de fissuração e superfície de ruptura

As figuras 4.17 a 4.21 mostram o aspecto pós-ruptura das vigas ensaiadas na primeira série, com o mapa de fissuração, modo de ruptura e uma imagem de cada viga após o ensaio. Observou-se que todas as vigas romperam por cisalhamento, sendo associada, também, a delaminação ao modo de ruptura da viga W-3.5-0.17, corroborando a hipótese de que isso impossibilitou que a armadura de cisalhamento tivesse sua eficiência máxima. A viga Wc-3.5-0.17 também apresentou fissura de delaminação, porém as mesmas não se desenvolveram como as da viga sem armadura complementar, justificando o motivo dessa viga atingir maior resistência que a W-3.5-0.17.

Figura 4.17 - Aspecto pós-ruptura da viga R-3.5



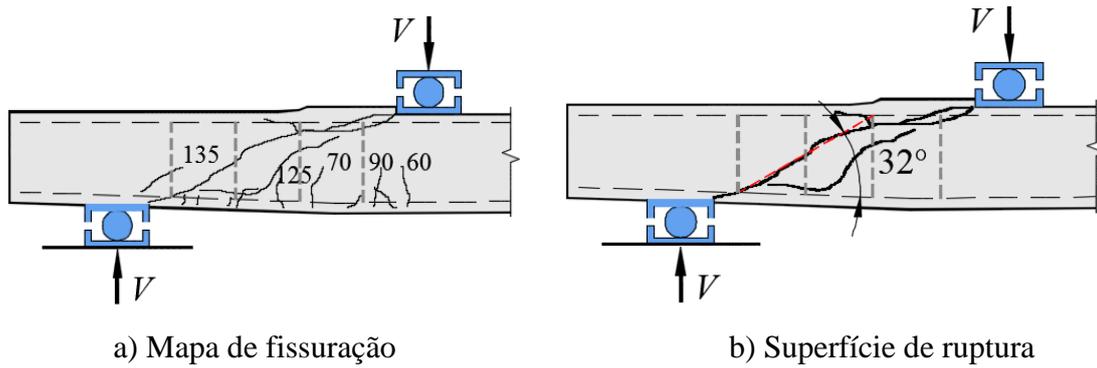
a) Mapa de fissuração

b) Superfície de ruptura



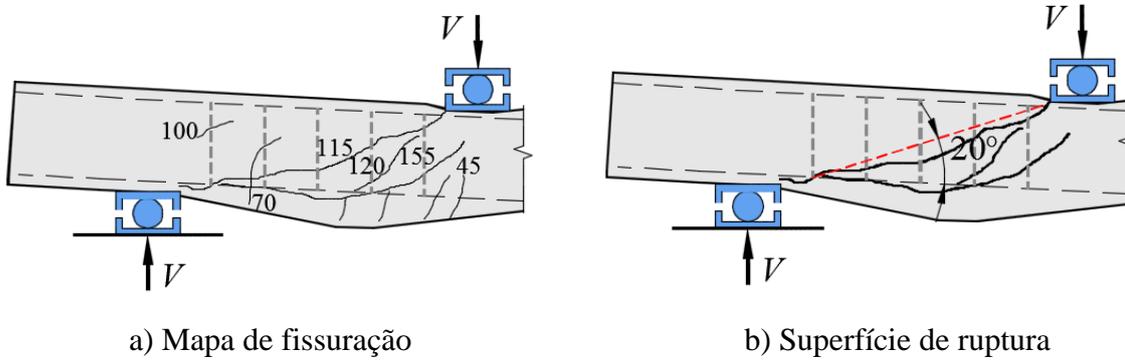
a) Viga após o ensaio

Figura 4.18 - Aspecto pós-ruptura da viga C-3.5-0.16



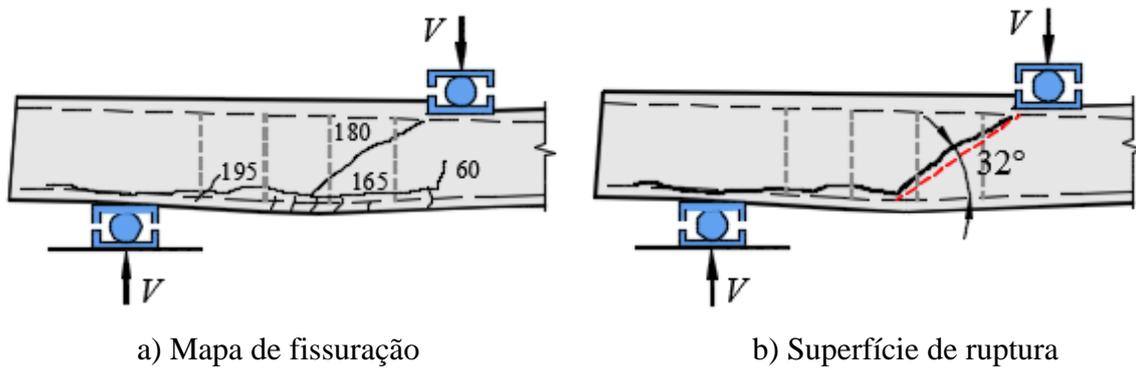
c) Viga após o ensaio

Figura 4.19 - Aspecto pós-ruptura da viga S-3.5-0.16



c) Viga após o ensaio

Figura 4.20 - Aspecto pós-ruptura da viga W-3.5-0.17



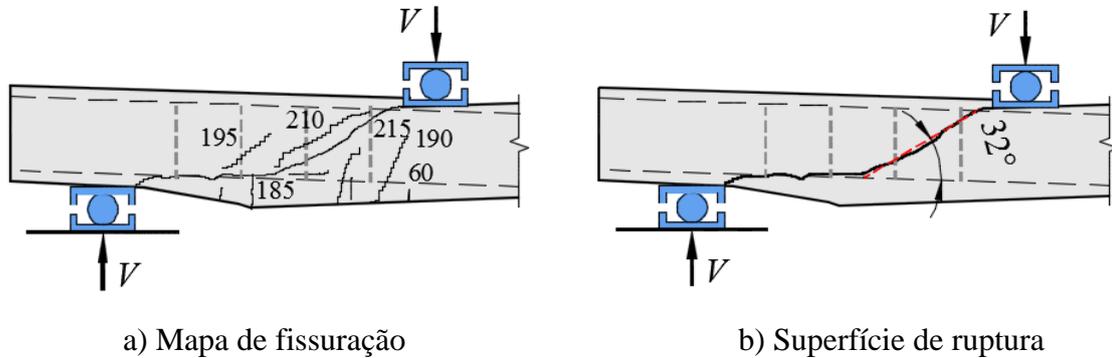
a) Mapa de fissuração

b) Superfície de ruptura



c) Viga após o ensaio

Figura 4.21 - Aspecto pós-ruptura da viga Wc-3.5-0.17



a) Mapa de fissuração

b) Superfície de ruptura



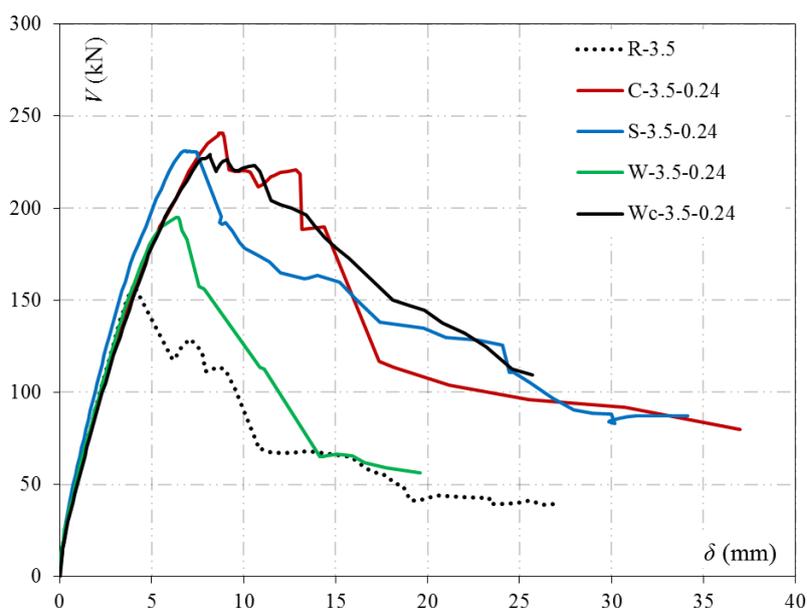
c) Viga após o ensaio

4.3. 2ª Série de ensaios das vigas

4.3.1. Deslocamento vertical

A Figura 4.22 mostra o deslocamento vertical medido no meio do vão das vigas (δ) em função do cortante (V). Observou-se que as vigas apresentaram comportamento semelhante, verificando que a utilização da armadura transversal aumentou a capacidade resistente e ductilidade em relação à viga de referência, sendo que a viga W-3.5-0.25 teve o pior desempenho comparada com as demais vigas com armadura de cisalhamento, bem como apresentou um comportamento frágil, esse comportamento é atribuído à delaminação que ocorreu nessa viga, sendo mais crítico para essa segunda série, uma vez que as vigas estavam mais armadas ao cisalhamento, alcançando resistências maiores.

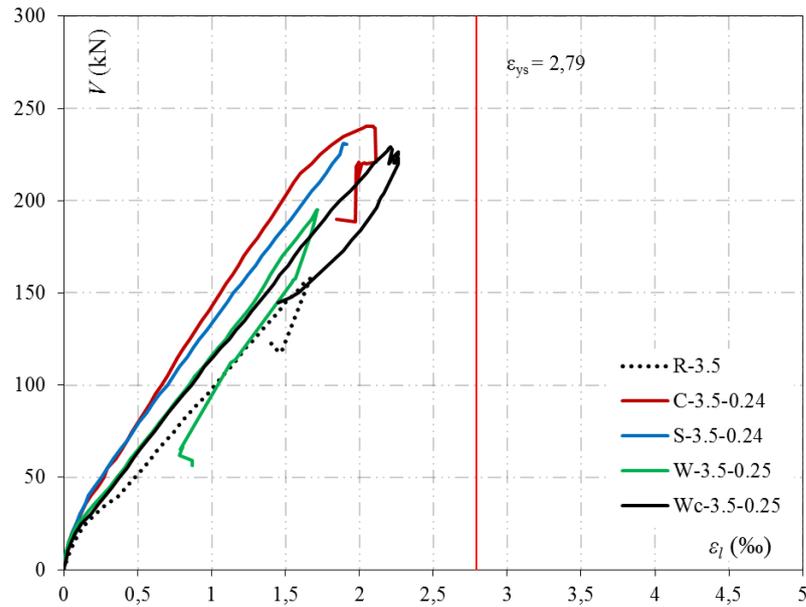
Figura 4.22 - Cortante x deslocamento das vigas da 2ª série



4.3.2. Deformação na armadura de flexão

A Figura 4.23 mostra o gráfico do cortante pela deformação na armadura de flexão (ϵ) das vigas ensaiadas na segunda série. Verificou-se que a utilização das armaduras de cisalhamento aumentou ligeiramente a rigidez das vigas em relação à viga de referência, sendo que as mesmas apresentaram comportamento semelhante. Nenhuma das vigas atingiu a deformação de escoamento nas suas armaduras de flexão.

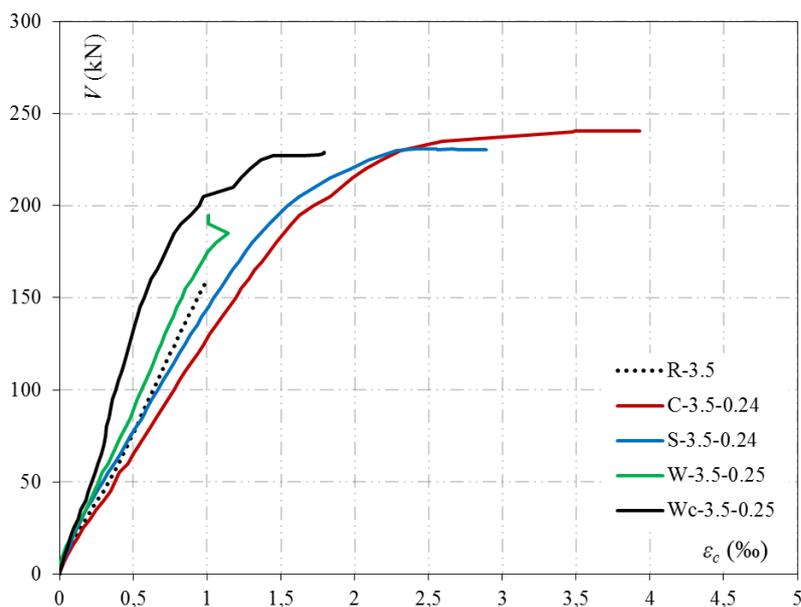
Figura 4.23 - Cortante x deformação na armadura de flexão das vigas da 2ª série



4.3.3. Deformações do concreto

A Figura 4.24 mostra as respostas dos extensômetros colados na superfície do concreto das vigas ensaiadas na 2ª série. Observou-se que, assim como aconteceu na 1ª série, as vigas com estribo W apresentaram menores deformações no concreto para os mesmos níveis de carregamento, e a viga com armadura complementar ainda apresentou menores deformações.

Figura 4.24 - Cortante x deformação no concreto das vigas da 2ª série



4.3.4. Deformações nas armaduras de cisalhamento

As figuras de 4.25 a 4.28 mostram os resultados das leituras das deformações nas armaduras de cisalhamento das vigas ensaiadas na segunda série, através dos gráficos de carga x deformação.

Figura 4.25 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga C-3.5-0.24

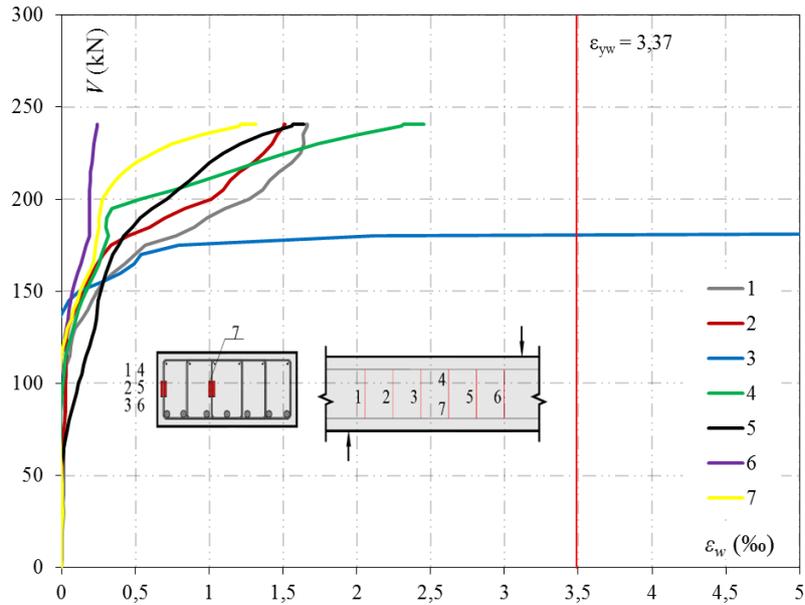


Figura 4.26 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga S-3.5-0.24

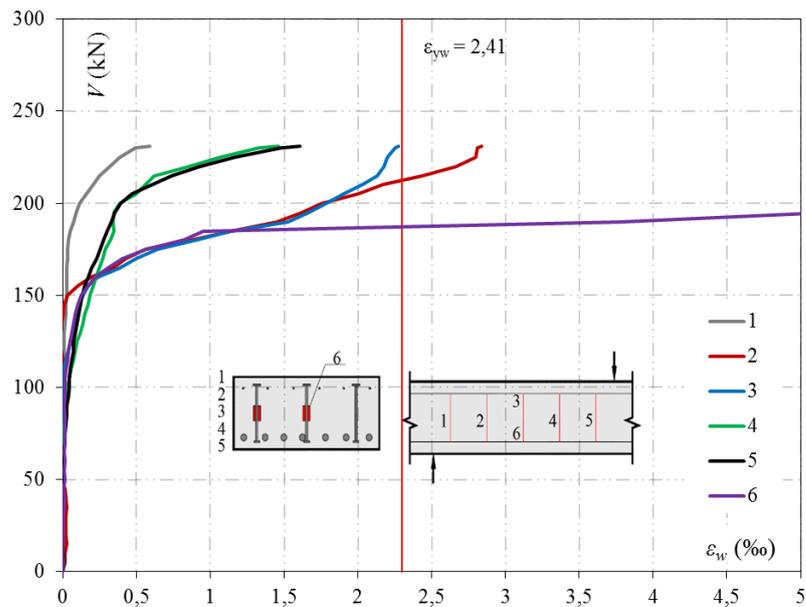


Figura 4.27 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga W-3.5-0.25

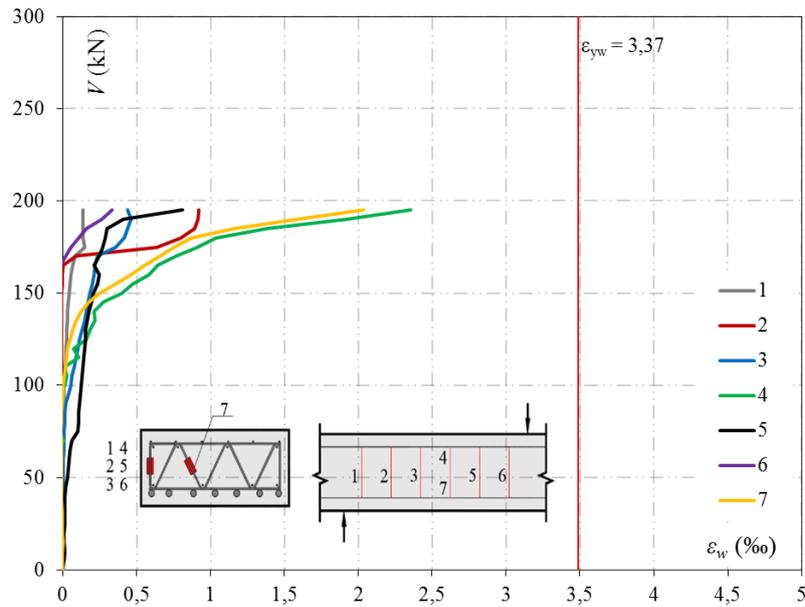
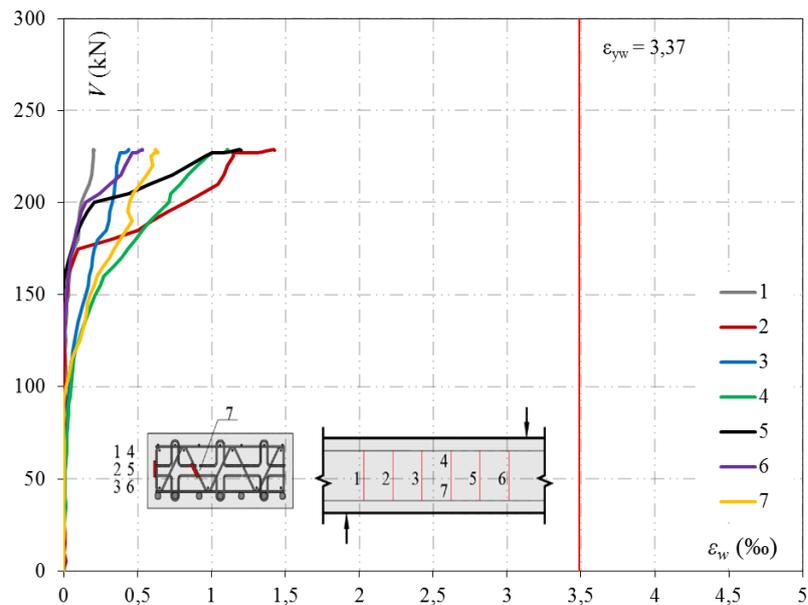


Figura 4.28 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga Wc-3.5-0.25



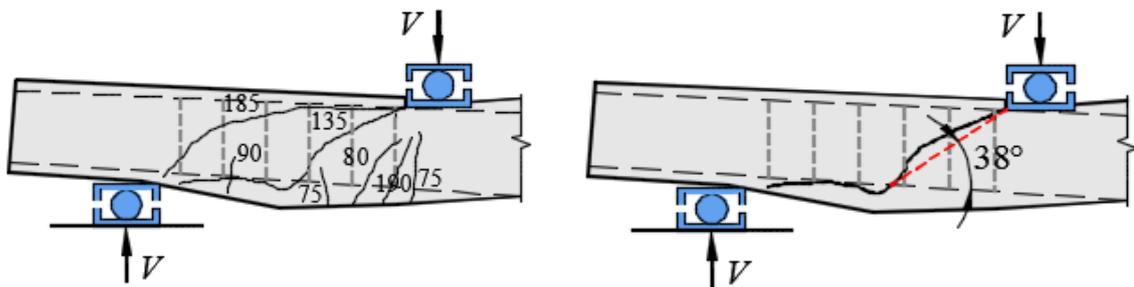
Observou-se que as deformações, de maneira geral, foram menores que as das armaduras de cisalhamento das vigas da primeira série, atribui-se isso a maior taxa de armadura transversal das vigas dessa série, distribuindo, assim, as tensões cisalhantes em mais camadas. As vigas com estribo W não atingiram deformação de escoamento em nenhuma das barras de sua armadura transversal, acredita-se que isso ocorreu devido ao escorregamento da armadura de cisalhamento, por não se ancorar à armadura de flexão, no

entanto, a armadura complementar da viga Wc-3.5-0.25 contribuiu para que a mesma atingisse resistência próxima das vigas C-3.5-0.24 e S-3.5-0.24.

4.3.5. Mapa de fissuração e modo de ruptura

As figuras 4.29 a 4.32 mostram os aspectos pós-ruptura das vigas ensaiadas na segunda série. Observou-se que todas as vigas romperam por cisalhamento, sendo a viga W-3.5-0.25 tendo em sua superfície de ruptura uma fissura contínua de delaminação. De maneira geral, as vigas da primeira e segunda série apresentaram aspectos semelhantes, destaca-se, porém, a viga Wc-3.5-0.25, uma vez que a fissura de delaminação se propagou menos que a viga Wc-3.5-0.17, isso talvez tenha ocorrido pela maior quantidade de armadura complementar, combatendo de maneira mais eficiente a delaminação.

Figura 4.29 - Aspecto pós-ruptura da viga C-3.5-0.24



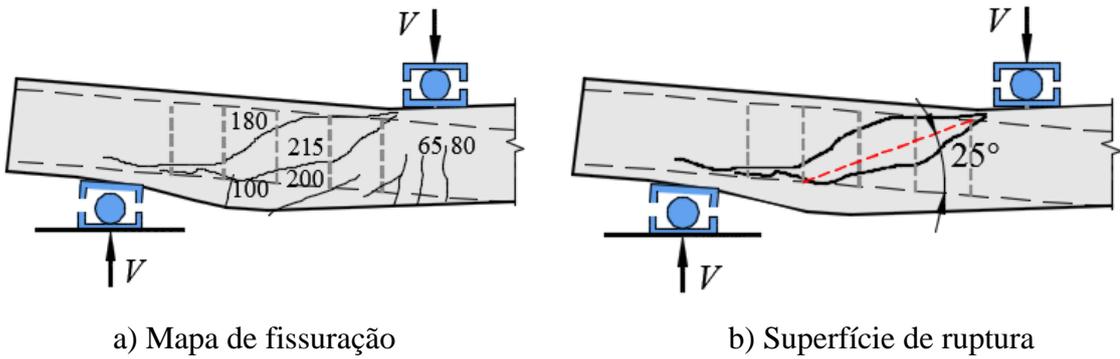
a) Mapa de fissuração

b) Superfície de ruptura



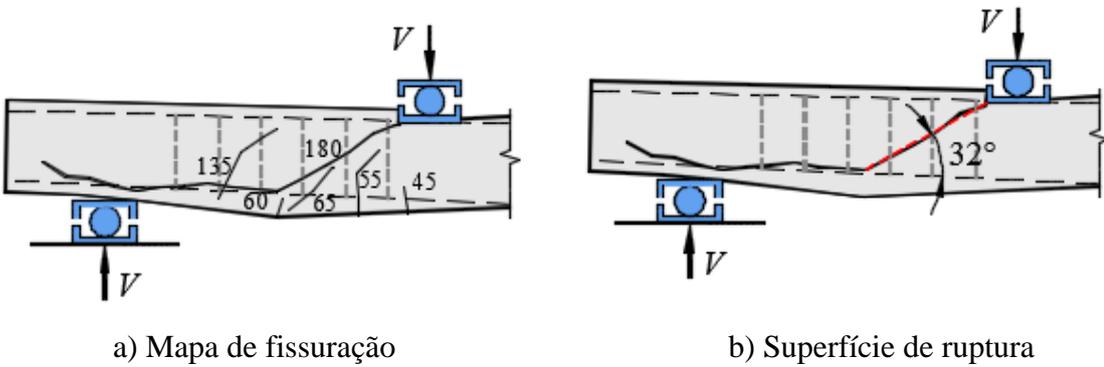
c) Viga após o ensaio

Figura 4.30 - Aspecto pós-ruptura da viga S-3.5-0.24



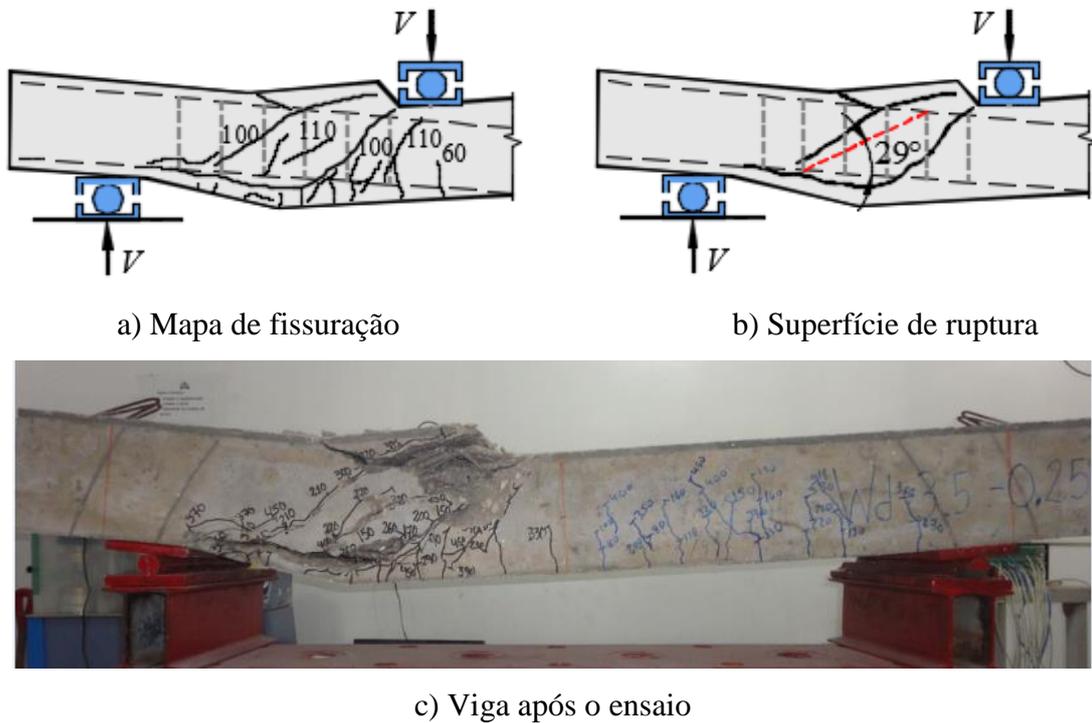
c) Viga após o ensaio

Figura 4.31 - Aspecto pós-ruptura da viga W-3.5-0.25



c) Viga após o ensaio

Figura 4.32 - Aspecto pós-ruptura da viga Wc-3.5-0.25



4.4. Cargas de ruptura das vigas

A Tabela 4.1 apresenta as resistências máximas alcançadas pelas vigas ensaiadas, comparando-as com a resistência à flexão estimada para cada viga, com o intuito de observar o quanto essa carga última se aproximou do limite da resistência à flexão, e a comparação da carga última com a resistência da viga de referência, a fim de verificar o acréscimo de resistência proporcionado pela utilização da armadura de cisalhamento.

Tabela 4.1 - Cargas de ruptura das vigas

Viga	V_u (kN)	V_u/V_{flex}	V_u/V_{ref}
R-3.5	158,0	0,64	1,0
C-3.5-0.16	195,0	0,80	1,23
S-3.5-0.16	210,5	0,82	1,33
W-3.5-0.17	200,5	0,79	1,27
Wc-3.5-0.17	249,0	1,02	1,58
C-3.5-0.24	241,0	0,95	1,53
S-3.5-0.24	231,0	0,90	1,46
W-3.5-0.25	195,0	0,79	1,23
Wc-3.5-0.25	229,0	0,92	1,45

Em relação às cargas de ruptura das vigas, verificou-se que as vigas da primeira série alcançaram resistências na faixa de 195 a 210 kN, com exceção da viga Wc-3.5-0.17, que atingiu uma resistência de 249 kN, acredita-se em duas possibilidades para essa viga atingir esse resultado: a primeira é a dispersão de resultados observada em laboratório e a segunda que a armadura complementar trabalhou melhor nessa viga do que na viga Wc-3.5-0.25, que apresentava maior taxa de armadura transversal, mesmo assim resistiu 229 kN.

A segunda série de resultados se concentrou em uma faixa de resistência entre 229 e 241 kN, com exceção da viga W-3.5-0.25, que rompeu com 195 kN, quase a mesma resistência que a viga W-3.5-0.17, acredita-se que isso ocorreu devido a um limite da delaminação, uma vez que a viga da segunda série possuía mais taxa de armadura do que a da primeira. Vale ressaltar que para as duas séries, a armadura complementar contribuiu para aumentar a resistência das vigas com estribo W.

Outra análise pode ser feita em relação às vigas com estribo fechado e stud, uma vez que na primeira série, a viga com stud atingiu uma maior resistência que a viga com estribo fechado, enquanto que na segunda série foi a viga com estribo fechado que atingiu maior resistência que a viga com stud. Vale ressaltar que nas vigas com stud foi mantido o espaçamento de 125 mm entre as camadas, enquanto que nas vigas com estribo fechado o espaçamento variou de 150 para 100 mm, sendo que os dois tipos de viga apresentavam mesmas taxas de armadura transversal, portanto, é possível que esse comportamento ocorra devido ao espaçamento, uma vez que as vigas com maior distribuição de camadas de armadura de cisalhamento ao longo do vão apresentaram maiores resistências.

Quanto à comparação com a resistência à flexão das vigas, observou-se que todas romperam com cargas inferiores às estimadas para flexão, com exceção da viga Wc-3.5-0.17, no entanto a diferença foi pequena, lembrando que as estimativas da flexão são feitas com algumas aproximações, bem como pela superfície de ruptura e extensometria da armadura de cisalhamento foi possível verificar que a viga apresentou característica de ruptura por cisalhamento.

Em relação à viga de referência, na primeira série a viga com estribo fechado foi a que apresentou o menor acréscimo de resistência (23%), enquanto que a viga Wc-3.5-0.17 o maior (58%). Para a segunda série a viga W-3.5-0.25 obteve o menor acréscimo (23%) e a viga C-3.5-0.24 o maior aumento de resistência (53%).

A Tabela 4.2 apresenta as comparações das cargas últimas resistidas pelas vigas com as resistências teóricas estimadas seguindo as recomendações do ACI 318 (2014), modelos

I e II da ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004). Ainda foi feita, também, uma comparação com os valores obtidos utilizando o Response 2000.

Tabela 4.2 – Desempenho das estimativas teóricas

Viga	V_u/V_{ACI}	V_u/V_{NBR-I}	V_u/V_{NBR-II}	V_u/V_{EC2}	V_u/V_{R2000}
R-3.5	2,19	1,75	1,75	1,39	1,85
C-3.5-0.16	1,51	1,29	1,12	1,27	1,01
S-3.5-0.16	1,56	1,33	1,15	1,29	1,02
W-3.5-0.17	1,48	1,27	1,09	1,21	0,94
Wc-3.5-0.17	1,89	1,62	1,40	1,54	1,19
C-3.5-0.24	1,49	1,29	1,09	1,02	1,08
S-3.5-0.24	1,40	1,21	1,02	0,95	1,05
W-3.5-0.25	1,19	1,04	0,87	0,80	0,85
Wc-3.5-0.25	1,40	1,22	1,02	0,94	0,99
Média	1,57	1,34	1,17	1,16	1,11
Desvio Padrão	0,30	0,22	0,26	0,24	0,29
COV (%)	19,0	16,3	22,2	21,0	26,4

De acordo com a Tabela 4.2, a norma americana foi a que apresentou comportamento mais conservador em relação às demais estimativas, para as vigas ensaiadas nesse trabalho, isso era esperado, uma vez que o ACI 318 (2014) tem um caráter conservador, prezando pela segurança, verificando que a recomendação não apresentou nenhuma estimativa contra à segurança.

Quanto à ABNT NBR 6118 (2014), observou-se que o modelo I foi mais conservador que o Modelo II, uma vez que o primeiro considera o ângulo de inclinação da biela como 45°, enquanto que o segundo permite uma variação até os 30°, com isso, mais camadas de armadura transversal são estimadas para contribuir na resistência ao cisalhamento, por isso, o modelo II apresentou mais proximidade com os resultados experimentais. Vale ressaltar que o modelo I apresentou menor variabilidade dos resultados, enquanto que o modelo II apresentou um resultado contra à segurança, relativo à viga W-3.5-0.25, que rompeu prematuramente por delaminação.

O Eurocode 2 (2004) apresentou um comportamento similar ao modelo II da norma brasileira, podendo ser verificado pela média, desvio padrão e coeficiente de variação, que apresentam valores próximos. Isso se atribui ao fato de as duas recomendações apresentarem semelhanças nas suas recomendações para estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado. No entanto, a norma europeia não considera a contribuição do concreto nessa estimativa, enquanto que a ABNT NBR 6118 (2014) sim, porém o ângulo mínimo que

o documento europeu permite para inclinação da biela é de $21,8^\circ$, com isso, mais camadas de armadura transversal entram na estimativa da resistência ao cisalhamento do que pela norma brasileira, que permite o ângulo mínimo de 30° . Diante disso, justifica-se os resultados menos conservadores para o Eurocode 2 (2004) para a segunda série de ensaios, uma vez que mais camadas de armadura transversal são dispostas no vão de cisalhamento do que na primeira série. Quanto às estimativas contra à segurança da norma europeia, as vigas S-3.5-0.24 e Wc-3.5-0.25 romperam com cargas próximas das estimadas (5% e 6% de variação, respectivamente), enquanto que para a viga W-3.5-0.25 a estimativa foi bastante insegura devido à ruptura prematura por delaminação, observada, também, pelo modelo I da norma brasileira.

As estimativas de resistência encontradas com o Response 2000 foram as mais próximas dos resultados experimentais, devido ao programa considerar alguns fatores que as normas apresentadas não consideram, devido à falta de praticidade desses fatores, levando as recomendações a adotar aproximações. Apesar disso, o Response 2000 apresentou o maior valor do coeficiente de variação e segundo maior desvio padrão, isso se atribui, principalmente, aos resultados das vigas R-3.5 e W-3.5-0.25, a primeira por atingir 80% a mais do que a resistência estimada pelo software e a segunda devido à ruptura prematura por delaminação, que também foi estimada contra à segurança pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004). Os demais valores contra à segurança estimados pelo Response 2000 foram bem próximos dos valores experimentais, com 1% e 6% de variação.

De maneira geral, a comparação com as estimativas teóricas de resistência é importante para ter noção do comportamento das vigas durante os ensaios, como a viga R-3.5, que atingiu resistência bem acima do que todas as estimativas, assim como a viga W-3.5-0.17, que foi estimada contra à segurança pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004) e Response 2000, que apresentaram as médias mais próximas dos resultados experimentais, bem como a norma americana e o modelo I da norma brasileira, que têm caráter conservador, estimaram resistências próximas da atingida por essa viga. Ainda é possível comentar sobre a viga W-3.5-0.17, que rompeu por delaminação, no entanto, a única estimativa contra à segurança para essa viga foi a do Response 2000, sendo estimada um valor próximo do experimental (94% de aproximação), diante disso, reforça-se a hipótese de que o limite de delaminação para as vigas com estribo W sem armadura complementar estava nessa faixa de resistência.

As figuras 4.33 a 4.37 mostram a comparação das resistências estimadas pelas normas apresentadas e pelo Response 2000 com as resistências máximas alcançadas pelas vigas

ensaiadas nesse trabalho e no trabalho de FERREIRA *et al.* (2016), possibilitando uma análise com um maior espaço amostral. As vigas foram divididas em grupos: as vigas sem armadura de cisalhamento no grupo R, com estribos fechados no grupo C, com studs no grupo S, com estribo W no grupo W e com estribo W mais a armadura complementar no grupo Wc.

Figura 4.33 – $V_{ACI} \times V_u$

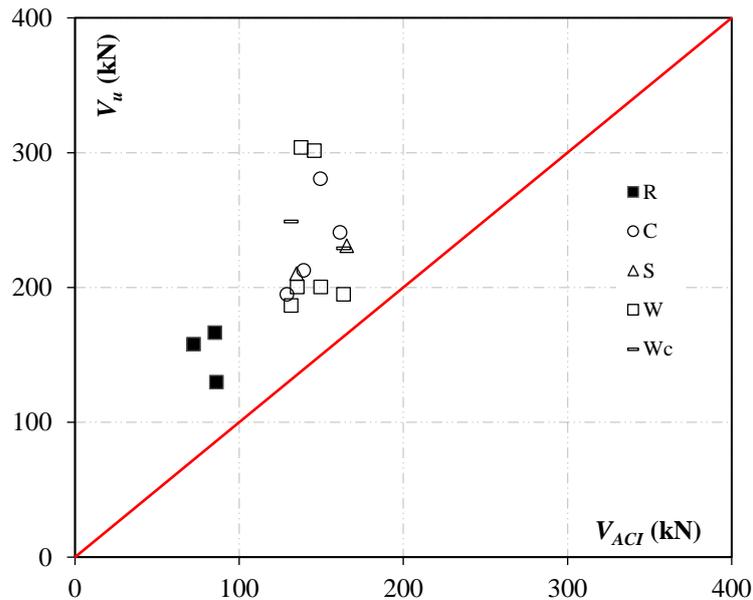


Figura 4.34 - $V_{NBR-1} \times V_u$

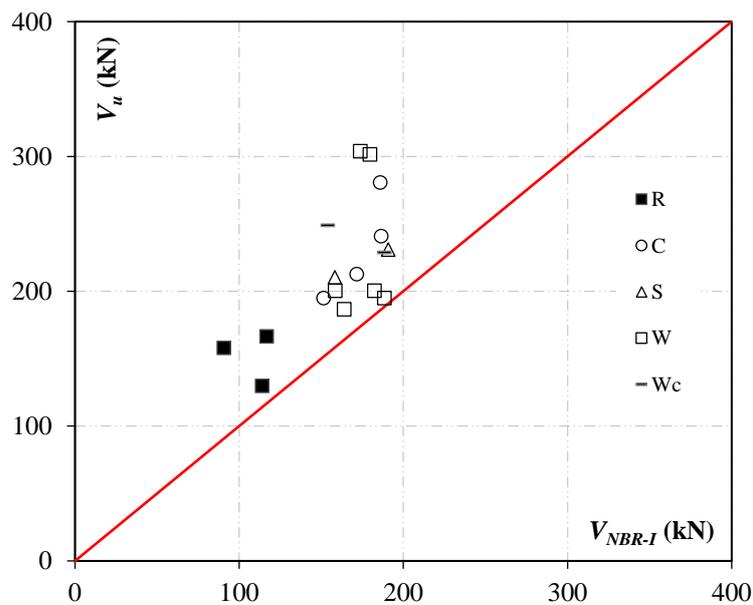


Figura 4.35 - $V_{NBR-II} \times V_u$

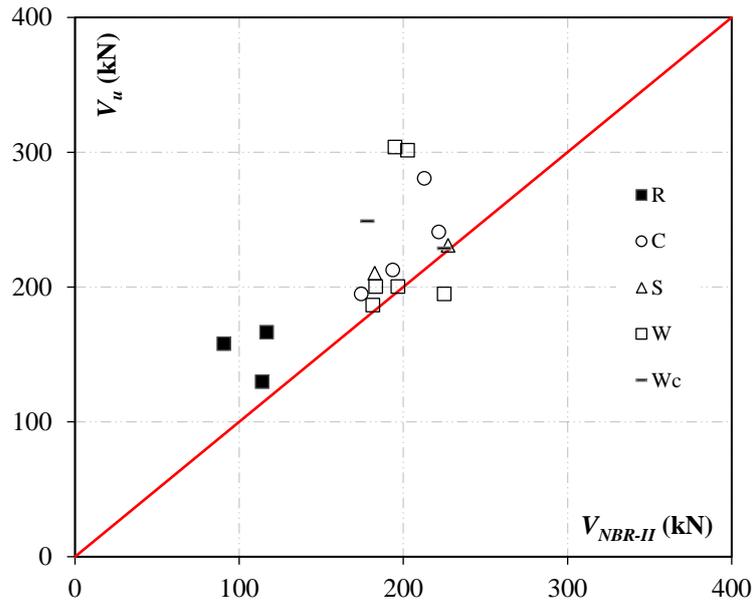


Figura 4.36 - $V_{EC2} \times V_u$

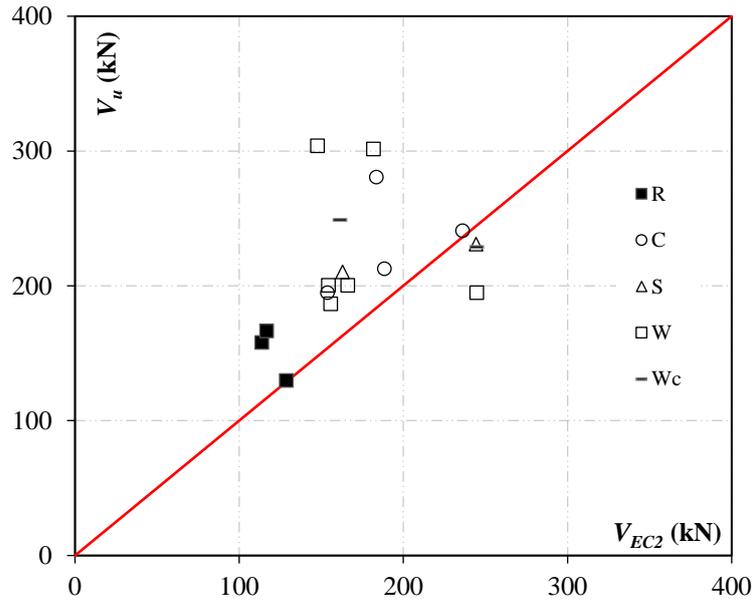
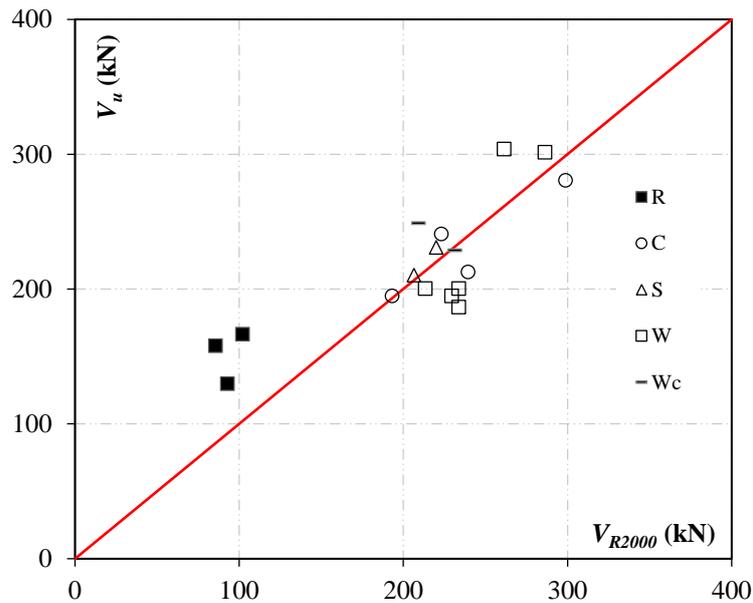


Figura 4.37 - $V_{R2000} \times V_u$



Com base nos gráficos apresentados, verificou-se que o Response 2000 foi o que apresentou maior correlação com os resultados experimentais. De maneira geral, as vigas sem armadura de cisalhamento foram estimadas de forma conservadora. As vigas com estribos fechados apresentaram uma tendência semelhante para todas as estimativas, com apenas uma das vigas de FERREIRA *et al.* (2016) divergindo dessa tendência. As vigas com stud também apresentaram uma tendência, com certa aproximação de algumas estimativas, principalmente com o modelo II da norma brasileira, Eurocode 2 (2004) e Response 2000. Quanto às vigas com estribo W sem armadura complementar, observou-se que apenas duas delas não acompanharam a tendência das demais, sendo essas as duas com relação a/d próxima de 2, que sofreram influência do efeito arco, ressaltando que apenas o Response 2000 estimou uma certa tendência para esses resultados. Em relação às vigas com estribo W e armadura complementar, não foi possível verificar uma tendência, tanto por conta do pequeno número de amostras, quanto porque a resistência da viga menos armada foi maior que a da viga mais armada, reforçando as hipóteses de que houve dispersão no resultado dessa viga ou a armadura complementar funcionou melhor na peça menos armada. Vale ressaltar que essa discussão se embasa apenas nos resultados obtidos nesse trabalho e no de FERREIRA *et al.* (2016).

4.5. Push-off

4.5.1. Deslocamentos

As figuras 4.238 e 4.39 mostram os gráficos de tensão cisalhante (τ) em função do deslizamento relativo entre as partes da peça ensaiada (S), e abertura da fissura (w) dos espécimes, sendo adotada a média das leituras de cada par de LVDT.

Figura 4.38 - Tensão cisalhante x deslizamento dos ensaios de push-off

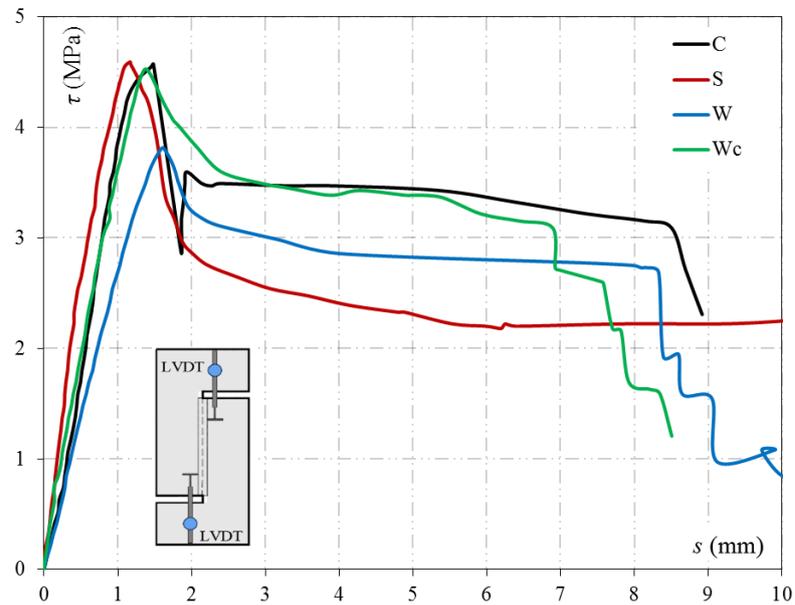
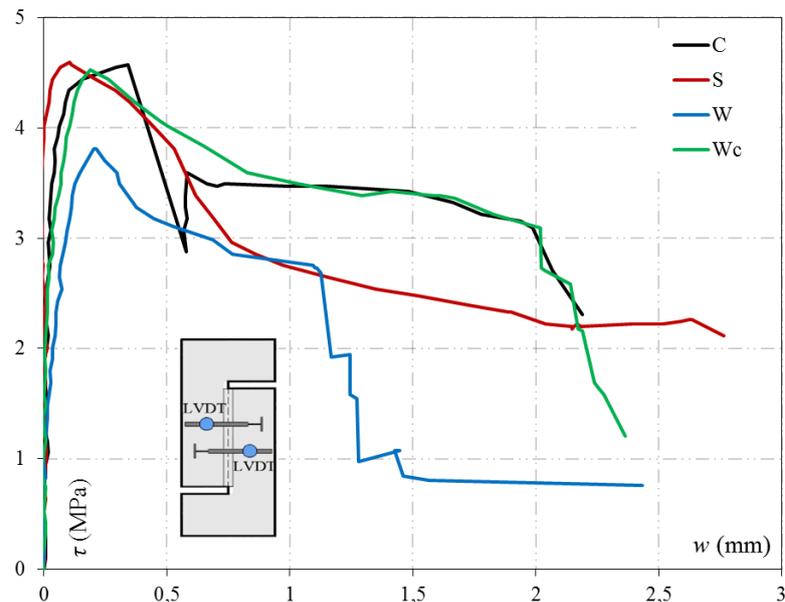


Figura 4.39 - Tensão cisalhante x abertura da fissura dos ensaios de push-off

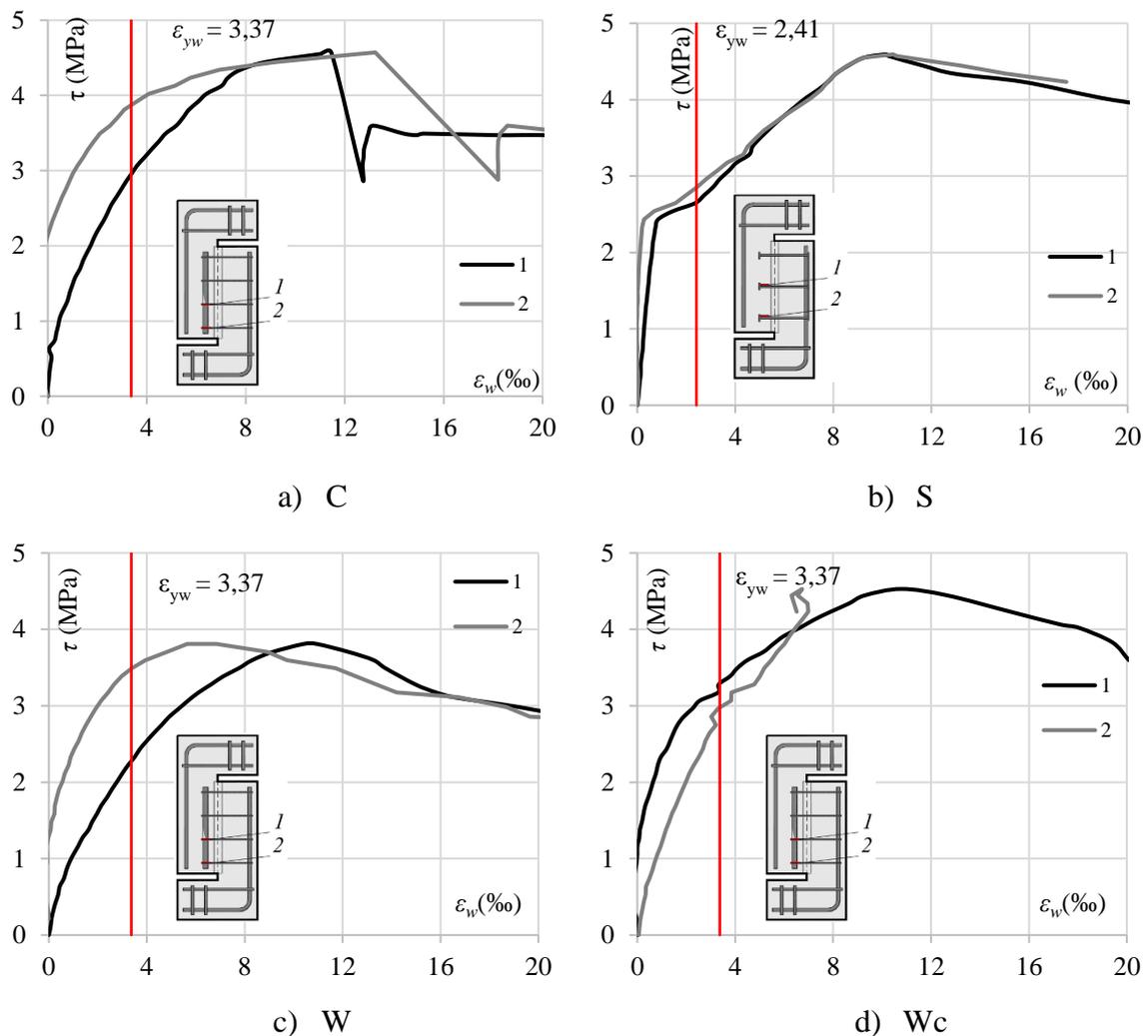


Observou-se que os comportamentos dos espécimes foram semelhantes, uma vez que possuíam a mesma área de aço cruzando o plano de cisalhamento, bem como foram moldados com o mesmo concreto. Contudo, ressalta-se o comportamento da peça W, que apresentou maiores deslocamentos e abertura da fissura para os mesmos níveis de carregamento, bem como atingiu uma menor capacidade resistente. Isso é atribuído à armadura do mesmo, que possuía uma ancoragem menos eficaz que as demais peças.

4.5.2. Deformações

A Figura 4.40 mostra as deformações das armaduras de cisalhamento nos espécimes de push-off.

Figura 4.40 - Tensão cisalhante x deformação da armadura de cisalhamento do push-off



De acordo com as leituras dos extensômetros, todas as barras de todos os espécimes escoaram antes que os mesmos rompessem, indicando que a ruptura ocorreu nas armaduras. Vale ressaltar que a leitura do extensômetro 2 do espécime C só começou após a peça atingir 2 MPa, isso ocorreu devido à oscilação desse extensômetro, que apresentava valores negativos, normalizando seu funcionamento após atingir essa carga. Mesmo atingindo uma resistência menor, o espécime W falhou após a ruptura da armadura de cisalhamento.

4.5.3. Modo de ruptura

A Figura 4.41 mostra os espécimes de push-off após os ensaios.

Figura 4.41 - Aspecto pós-ruptura dos espécimes de push-off



a) C



b) S



c) W



d) Wc

Todas as peças ensaiadas romperam após as armaduras de cisalhamento atingirem suas capacidades máximas, ocorrendo, portanto, a ruptura das barras. Após as peças atingirem a carga última, o carregamento foi mantido, para observar o comportamento pós-pico dos mesmos, com isso, observou-se que os espécimes C, W e Wc tiveram suas duas partes separadas ao meio, após todas as barras que cruzavam o plano de ruptura romperem, fazendo com que essas partes perdessem o contato. O mesmo não foi observado na peça S, uma vez que antes que todos os studs rompessem, o espécime chegou ao seu limite de deslocamento vertical, impossibilitando que as armaduras continuassem a ser solicitadas.

4.5.4. Cargas de ruptura

A Tabela 4.3 apresenta os resultados experimentais de carga última dos espécimes e as estimativas pela teoria de atrito-cisalhamento do ACI 318 (2014). Observou-se que todos os espécimes apresentaram a tensão de ruptura bem próxima, com exceção do espécime W, sendo que a utilização da armadura complementar conseguiu incrementar a resistência do espécime Wc em relação ao W. De maneira geral, a norma americana apresentou resultados conservadores.

Tabela 4.3 - Cargas de ruptura dos espécimes de push-off

Espécime	τ_u (kN)	τ_{ACI}	τ_u/τ_{ACI}
C	4,57	1,95	2,34
S	4,59	1,88	2,45
W	3,81	1,95	1,95
Wc	4,53	1,95	2,23

5. CONCLUSÕES

5.1. Considerações gerais

Neste trabalho foi apresentada uma revisão bibliográfica, apontando os principais mecanismos que influenciam na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado, com e sem armadura transversal. Esse referencial teórico contribuiu para a idealização e realização do programa experimental, que envolveu ensaios em vigas e espécimes de push-off.

5.2. Ensaio em vigas

Observou-se que o estribo W conferiu maior ductilidade e resistência às vigas, quando comparadas com a viga de referência, provendo acréscimos da capacidade resistente variando de 23% a 58%. Em relação às vigas com armadura de cisalhamento, as vigas com estribo W apresentaram comportamento semelhante quanto ao deslocamento e deformação na armadura de flexão, sendo que as deformações no concreto foram menores nas vigas com o estribo desconectado, provavelmente pela maior quantidade de área de aço na parte comprimida, como concluíram FERREIRA *et al.* (2016).

Em relação ao comportamento, a principal diferença das vigas do grupo “W”, em relação às dos demais grupos, foi as deformações da armadura de cisalhamento, pois as vigas armadas com estribos fechados e studs atingiram deformações de escoamento nas duas séries de ensaios, enquanto que a viga Wc-3.5-0.17 foi única, do grupo “W”, em que um dos seus estribos atingiu o escoamento.

De modo geral, a superfície de ruptura de todas as vigas foi similar, verificando que a falha das mesmas esteve associada ao cisalhamento. Fissuras de delaminação foram observadas em todas as vigas com armadura transversal, porém o seu desenvolvimento foi limitado nas vigas com estribos fechados e studs. Nas vigas com estribo W sem armadura complementar, essas fissuras além de contínuas apresentaram grande abertura, enquanto que a utilização de armadura complementar auxiliou na limitação da abertura dessa fissura de delaminação nas vigas Wc-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.25.

Em relação à carga última, para a primeira série de ensaios a viga com estribo W sem armadura complementar obteve resistência próxima às vigas com estribo fechado e stud,

sendo que a viga com estribo W e armadura complementar atingiu a maior resistência da série, superando em torno de 20% a resistência das demais peças.

Na segunda série de ensaios, a viga com estribo W sem armadura complementar obteve a menor resistência, cerca de 80% da resistência das vigas com estribo fechado e stud, porém a viga com estribo W e armadura complementar apresentou quase a mesma resistência que as demais vigas.

Apesar da taxa de armadura transversal da viga W-3.5-0.25 ser maior que a da viga W-3.5-0.17, observou-se que ambas obtiveram resistências próximas, acredita-se que isso seja decorrente de um limite provocado pela delaminação, porém mais estudos são necessários para corroborar essa afirmação.

Quanto à utilização da armadura complementar, observou-se que, além de evitar o avanço e abertura das fissuras de delaminação, ela ainda provém maior resistência ao cisalhamento para as vigas, com um acréscimo de 24% para a primeira série e 17% para a segunda, quando se compara as vigas Wc com as W.

Com base nos ensaios realizados, observou-se que, para a mesma taxa de armadura transversal, quanto menor o espaçamento maior é o desempenho das vigas, como foi verificado comparando as vigas com estribos fechados e stud, sendo que para as duas séries as vigas com menores espaçamentos foram as que apresentaram maior resistência. Vale ressaltar que apenas 4 ensaios foram realizados para chegar à essa conclusão, sendo necessários mais ensaios para melhores conclusões.

Em relação às cargas últimas, o Response 2000 apresentou as estimativas de resistência mais próximas dos resultados experimentais, porém com grande variabilidade dos resultados. O Eurocode 2 (2004) e o modelo II da ABNT NBR 6118 (2014) apresentaram certa semelhança, tanto para a média de resultados quanto para a dispersão, mesmo a norma europeia só levando em consideração a contribuição da armadura na resistência ao cisalhamento de vigas com armadura transversal. Isso se deu por conta de o ângulo de inclinação da biela para o documento europeu ser menor que o mínimo permitido pela norma brasileira. As normas mais conservadoras foram o ACI 318 (2014) e o modelo I da norma brasileira, uma vez que as mesmas adotam o ângulo de inclinação da biela como 45°. Em relação à segurança das estimativas, poucos valores contra à segurança foram observados, sendo a maioria valores próximos dos experimentais, ou então os da viga W-3.5-0.17, que falhou por delaminação, levando a estimativas inseguras.

5.3. Ensaio de push-off

As peças apresentaram comportamento semelhante quanto ao deslizamento em relação ao plano fissurado, bem como à abertura da fissura, porém o espécime W apresentou uma abertura um pouco maior que os demais espécimes, para o mesmo nível de carregamento.

Todas as peças apresentaram deformação nas armaduras de cisalhamento superior às necessárias para leva-las ao escoamento, antes que atingissem a carga última, sendo que as peças romperam após a ruptura da armadura transversal. Os espécimes com estribo W apresentaram a mesma característica após a ruptura, levando as duas partes do espécime a se separar, diferente do espécime S, cujo deslizamento foi maior, impossibilitando que as duas partes se separassem. Acredita-se que isso ocorreu devido ao diâmetro do stud ser maior que o dos estribos, uma vez que todas as peças possuíam a mesma taxa de armadura, porém mais estudos são necessários para confirmar essa hipótese.

Quanto à carga última, o espécime com estribo W sem armadura complementar atingiu um pouco mais de 80% das resistências dos demais espécimes, que apresentaram resistências bem próximas. Diante disso, foi possível concluir que a armadura complementar contribuiu para aumentar a resistência ao cisalhamento direto, como ocorreu com as vigas. Ainda se comparou os resultados com o da norma americana ACI 318 (2014), pelo método de atrito-cisalhamento, concluindo que a norma americana foi conservadora em suas estimativas para os ensaios realizados nesse trabalho.

De maneira geral, as conclusões obtidas com os ensaios de push-off foram semelhantes às obtidas com base nos ensaios das vigas, uma vez que a peça com estribo W falhou prematuramente em relação às demais, enquanto que a utilização da armadura complementar possibilitou um aumento de resistência, levando a peça a romper com cargas próximas das outras com stud e estribo fechado.

5.4. Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho analisou o comportamento e desempenho de elementos de concreto armado com diferentes tipos de armadura de cisalhamento, com o intuito de verificar a aplicabilidade do estribo W como armadura transversal. Para complementar a pesquisa realizada, sugere-se:

- Realizar novos ensaios em vigas faixa de concreto armado utilizando estribos W inclinados em relação ao comprimento da peça, uma vez que armaduras inclinadas de cisalhamento podem aumentar o seu desempenho, como verificado por diversos autores, bem como possibilita que a altura do estribo W se adeque para seções transversais de diversas alturas;
- Realizar novos ensaios em elementos de concreto armados com estribo W, adotando-se diferentes tipos de armadura complementar e em diferentes posições, a fim de verificar a possibilidade de reduzir o uso dessas armaduras, bem como monitorar as deformações nessas armaduras complementares;
- Variar o diâmetro da bitola do estribo W e o seu espaçamento, mantendo-se constante a taxa de armadura transversal, a fim de verificar a influência desses parâmetros no comportamento da peça;
- Realizar análises computacionais semelhantes às de BEUTEL e HEGGER (2002), com o intuito de investigar a influência da ancoragem das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento;
- Realizar ensaios em ligações laje-pilar armadas com estribo W, a fim de verificar se essa armadura é eficiente para combater à punção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 (2014). **Building Code Requirements for Structural Concrete**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI 421.1R-08 (2008). **Guide to Shear Reinforcement for Slabs**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

AHMED, L. ANSELL, A. (2010). **Direct Shear Strength of High-strength Fibre Concrete**. Magazine of Concrete Research. Vol. 62, No. 5, pp. 379-390.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (1998). NBR NM 67 - **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2008). NBR 5738 - **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2007). NBR 5739 - **Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2014). NBR 6118 - **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2013). NBR 6892 - **Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2011). NBR 7222 - **Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2008). NBR 8522 - **Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2004). NBR 14931 – **Execução de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.

BAZANT, Z. P. (1984). **Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal**. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V. 110, No.4, pp. 518-535.

BAZANT, Z. P.; OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. (1994). **Fracture Size Effect: Review of Evidence for Concrete Structures**. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No.8. pp. 2377-2398.

BENTZ, E.C. (2000). **Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members**. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.

BEUTEL, R.; HEGGER, J. (2002). **The Effect of Anchorage on the Effectiveness of the Shear Reinforcement in the Punching Zone**. Cement & Concrete Composite. Vol. 24, pp 539-549.

CALDENTEY, A.P., LAVASELLI, P.P., PEIRETTI, H.C., FERNÁNDEZ, F.A. (2013). **Influence of Stirrup Detailing on Punching Shear Strength of Flat Slabs**. Engineering Structures. Vol. 49, pp. 855-865.

CAMPANA, S., ANASTASI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. (2013). **Analysis of Shear Transfer Actions on One-way RC Members Based on Measured Cracking Pattern and Failure Kinematics**. Magazine of Concrete Research. Vol. 56, No. 6, pp. 386–404.

CAVAGNIS, F., FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. (2015). **Shear Failures in Reinforced Concrete Members without Transverse Reinforcement: An Analysis of the Critical Shear Crack Development on the Basis of Test Results**. Engineering Structures. Vol. 103, pp. 157-173.

CHANA, PS (1987). **Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams.** Magazine of Concrete Research. Vol. 39, No. 141, pp. 196-204.

DEI POLI, S., DI PRISCO, M., GAMBAROVA, P., G. (1993). **Cover and Stirrup Effects on the Shear Response of Dowel Bar Embedded in Concrete.** ACI Structural Journal. Vol. 90, No. 4, pp. 441–450.

ECHEGARAY-OVIEDO, J., NAVARRO-GREGORI, J., CUENCA, E., SERNA, A.P. (2013). **Upgrading the Push-off Test to Study the Mechanisms of Shear Transfer in FRC Elements.** VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Toledo, Spain.

EMIKO, L., HUAN, W.T., THAMARAIKKANNAN, V., THANGAYAH, T. (2011). **Shear Transfer in Lightweight Concrete.** Magazine of Concrete Research, Vol. 63, No. 6, pp. 393-400.

EN 1992-1-1 (2004). **Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.** CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.

EOM, T., SONG, T., SONG, J., KANG, G., YOON, J., KANG, S. (2017). **Punching-shear Behavior of Slabs with Bar Truss Shear Reinforcement.** Engineering Structures, Vol. 134, pp. 390-399.

FERNÁNDEZ RUIZ, M., MIRZAEI, Y., MUTTONI, A. (2013). **Post-punching Behavior of Fat Slabs.** ACI Structural Journal. Vol. 110, No. 5, pp. 801–812.

FERREIRA, M.P., BARROS, R.N.M, PEREIRA FILHO, M.J.M., TAPAJÓS, L.S., QUARESMA, F.S. (2016). **One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups.** Latin American Journal of Solids and Structures. Vol. 13, pp. 2670-2690.

FISKER, J.; HAGSTEN, L.G. (2016). **Mechanical Model for the Shear Capacity of R/C Beams without Stirrups: A proposal Based on Limit Analysis.** Engineering Structures. Vol. 115, pp. 220-231.

FURCHE, J., BAUERMEISTER, U. (2014). **Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern: Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2.** Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 109, No. 11, pp. 783-792.

GOMES, R. B. e ANDRADE, M. A. S. (2000). **Does a punching shear reinforcement need to embrace a flexural reinforcement of a RC flat slab?** International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs, KTH Stockholm, June, Proceedings pp.109-117.

HILLERBORG, A. (1983). **Analysis of a Single Crack.** Fracture mechanics of concrete. Amsterdam, Netherlands, pp. 223–249.

HORDIJK, D.A. (1992). **Tensile and Tensile Fatigue Behaviour of Concrete, Experiments, Modelling and Analyses.** Heron. Vol. 37, No. 1, pp. 3–79.

JELIC, I., PAVLOVIC, M.N, KOTSOVOS, M.D. (1999). **A Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beams.** Magazine of Concrete Research. Vol. 2, No. 2, pp.131–141.

KANI, G.N. (1964). **The Riddle of Shear Failure and its Solution.** ACI Journal. Vol. 61, No. 4, pp. 441-468.

KREFELD, W.; THURSTON, C.W. (1966). **Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams.** ACI Journal. Vol. 63, No. 3, pp. 325–344.

LUBELL, A., SHERWOOD, T., BENTZ, E., COLLINS, M.P. (2004). **Safe Shear Design of Large Wide Beams.** Concrete International Magazine. Vol. 26, No. 1, pp. 67-78.

MOKHTAR, A., GHALI, A., DILGER, W. (1985). **Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates.** ACI Journal. Vol. 82, No. 5, pp. 676-683.

MORTIN, J. D.; GHALI, A. (1991). **Connection of Flat plates to Edge Columns.** ACI Structural Journal. Vol. 88, No. 2, pp. 191-198.

MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. (2008). **Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width.** ACI Structural Journal. Vol. 105, No. 2, pp. 163-172.

NASERIAN, R., HOSSEINI, A., MAREFAT, M.S. (2013). **Assessment of Shear Transfer Capacity of Non-cracked Concrete Strengthened with External GFRP Strips.** Construction and Building Materials. Vol. 45, pp. 224-232.

PARK, H., AHN, K., CHOI, K., CHUNG, L. (2007). **Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connections.** ACI Structural Journal. Vol. 104, No. 3, pp. 294-303.

POPOVICS, S. (1973). **A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete.** Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, pp 483-499.

PORASZ, A. (1989). **An Investigation of the Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete in Shear.** M.A.Sc. Thesis, University of Toronto.

REGAN, P.E. (1971). **Shear in Reinforced Concrete – an Analytical Study.** Technical Note 46, London, Construction Industry Research & Information Association (CIRIA), p. 199.

REGAN, P. E. (2000). **Shear Reinforcement of Flat Slabs,** International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, TRITA-BKN, Bulletin 57, pp. 99-107.

REGAN, P. E. e SAMADIAN, F. (2001). **Shear Reinforcement against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs.** The Structural Engineer, Vol. 79, No. 10, pp. 24-31.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. (2011). **Influence of Aggregate Fracture on Shear Transfer through Cracks in Reinforced Concrete.** Magazine of Concrete Research. Vol. 63, No. 2, pp. 119-137.

SYROKA-KOROL, E.; TEJCHMAN, J. (2014). **Experimental Investigations of Size Effect in Reinforced Concrete Beams Failing by Shear**. Engineering Structures. Vol. 58, pp. 63-78.

TAPAN, M. (2014). **Structural Response of Reinforced Concrete Wide Beams Reinforced With Lattice Girders**. IJST, Transactions of Civil Engineering, Vol. 38, No. C2, pp 337-344.

TAYLOR, H. P. J. (1970). **Investigation of the Forces Carried across Cracks in Reinforced Concrete Beams in Shear by Interlock of Aggregate**. Technical report 42. CCA, London.

TRAUTWEIN, L.M., BITTENCOURT, T.N., GOMES, R.B., BELLA, J.C.D. (2011). **Punching Strength of Flat Slabs with Unbraced Shear Reinforcement**. ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 2, pp. 197-205.

TUREYEN, A.K.; FROSCHE, R.J. (2003). **Concrete Shear Strength: Another Perspective**. ACI Structural Journal. Vol. 100, No. 5, pp. 609–615.

ULAGA, T. (2003). **Reinforced Concrete Elements with Reinforcement Composed of Bars and Strips: Bond and Tension Modelling**. PhD thesis. ETHZ, Zurich, Switzerland.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. (1986). **The Modified Compression-field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear**. ACI Journal. Vol. 83, No. 2, pp. 219–231.

WALRAVEN, J. C. (1980). **Aggregate Interlock: a Theoretical and Experimental Analysis**. Ph.D Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

WASSEM, S.A., SINGH, B. (2016). **Shear Transfer Strength of Normal and High-strength Recycled Aggregate Concrete – An Experimental Investigation**. Construction and Building Materials. Vol. 125, pp. 29-40.

WIGHT, J.K., MACGREGOR, J.G. (2012). **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. Pearson, 6th Edition.

XIAO, J., LI, Z., LI, J. (2014). **Shear Transfer across a Crack in High-strength Concrete after Elevated Temperatures**. Construction and Building Materials. Vol. 71, pp. 472-483.

YAMADA, T., NANNI, A., ENDO, K. (1992). **Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio**, ACI Structural Journal, V. 88, No. 4, pp. 555-563.

ZARARIS, P.D. (2003). **Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams**. ACI Structural Journal. Vol. 100, No. 2, pp. 203-214.