



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE TUCURUÍ
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

JEDSON HENRYQUE CORRÊA ABRANTES
LETICIA GABRIELLE DOS SANTOS SIQUEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ARMADURA INTERNA PARA CISALHAMENTO
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Tucuruí – PA

2017

JEDSON HENRYQUE CORRÊA ABRANTES
LETICIA GABRIELLE DOS SANTOS SIQUEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ARMADURA INTERNA PARA CISALHAMENTO
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.

Turucuí, 17 de janeiro de 2016

Aprovado por:

Aarão Ferreira Lima Neto, D.Sc. em Estruturas e Construção Civil (UnB)
(Orientador)

Luamim Sales Tapajós, Engenheiro Civil (Externo)
(Co-orientador)

Maurício de Pina Ferreira, D.Sc. em Estruturas e Construção Civil (UnB)

Iana Ingrid Rocha Damasceno, M.Sc. em Engenharia Civil (UFPA)

JEDSON HENRYQUE CORRÊA ABRANTES
LETICIA GABRIELLE DOS SANTOS SIQUEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ARMADURA INTERNA PARA CISALHAMENTO
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.
Orientador: Prof^o Aarão Ferreira Lima Neto, D.Sc..

Co-orientador: Luamim Sales Tapajós, Eng^o.

Tucuruí –PA

2017

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primordialmente a Deus pelo dom da vida e por ser sempre fortaleza em toda nossa caminhada, nos concedendo graças e bênçãos abundosas.

Ao Professor Aarão Ferreira Neto, carinhosamente apelidado por nós de “doutor”, pelo conhecimento científico e prático transmitido, afinal, não mediu esforço para “colocar a mão na massa” conosco. Além disso, pelo apoio e disponibilidade de sanar inúmeras dúvidas durante os anos de graduação, e por sua fundamental e preciosa orientação neste trabalho. Somos também gratos por todos nossos professores que não fez diferente, contribuindo grandemente para nossa formação acadêmica.

Nossos agradecimentos são também direcionados de modo especial ao Professor Mauricio Ferreira e a aquele que veio a se torna um grande amigo, Luamim Tapajós, que sempre estiveram nos dando suporte em todos os momentos dessa pesquisa, foi um imenso prazer poder compartilhar da companhia de ambos, além claro do particular agradecimento a todas as experiências e ensinamentos imprimidos.

Aos colaboradores do Laboratório de Engenharia Civil, na execução e preparação dos ensaios experimentais, em especial a colega Francirene Bonfim, que sempre esteve tão solícita mesmo mediante tantos importantes afazeres, e aos colegas, Diego Ferreira, Romário Ribeiro, Vanessa Valéria, Renan Torquato, John Moore, João Pedro Nascimento, João Tiago Serra, Leonardo Belo, Mateus Lima, Romulo Brito, Sr. Gomes e Sr. Lúcio.

Não poderíamos esquecer dos colaboradores do Laboratório de Mecânica, coordenados pelo Professor Wassim Raja, por quem temos grande estima, Danilo, Edno, Jaqueline, Mateus Henrique, Metheus Santos, Railan, Suene, Jhovany Lopes que muito contribuíram na confecção das armaduras e no sistema de ensaio.

Eu, Jedson, nem de longe fazia ideia do mundo que me esperava quando entrei na graduação, foi realmente tudo muito novo, tudo se intensificou talvez pela distância da casa dos meus pais, a qual sempre eu irei chamar de minha casa. Na universidade eu aprendi que tudo na vida vale a pena, perdas e conquistas, alegrias, e sim, até mesmo as inconvenientes tristezas que de uma forma ou outra nos deixam mais fortes.

Foi durante o curso de Engenharia Civil, que orgulhosamente digo que fiz no campus da Universidade Federal do Pará em Tucuruí, cidade que tão perfeitamente me acolheu, que amadureci, que compartilhei de experiências indescritíveis, que não faziam parte dos meus planos, e que hoje quero sempre lembrar com muito carinho, foi nele também que o conceito de respeito, dedicação e determinação se fizeram ainda mais fortes e importantes. Assim

sendo, desejo expressar minha mais sincera gratidão àqueles que fizeram o supracitado acontecer, e que contribuíram de forma tão valiosa para que este trabalho se tornasse real.

A minha mamãe, Maria Antônia, meu verdadeiro exemplo de humildade e bondade, minha rainha, que mesmo em outra cidade, nunca esteve tão junto de mim, sempre acreditando no meu potencial e me incentivando a seguir meus sonhos, a ser um ser humano melhor, me amando da forma mais incondicional possível, e me mostrando isso em todos os gestos, dos mais simples, aos mais expressivos, mesmo quando eu faço algo que desmereça todo esse carinho.

Ao meu Pai, Marcos, que desde muito pequeno sempre esteve ao meu lado, me dando todo o apoio necessário, nas conversas, nas brincadeiras, nos inúmeros conselhos, e ensinamentos que levo comigo como um tesouro, e principalmente por junto de minha mãe, me conceder o melhor presente de todos, Maria Izabela e Marcos Filho, meus filhos, meus amores, partes de mim que vivem fora.

À minha grande amiga e irmã, que a graduação não deixou de ser generosa em me presentear, aquela pessoinha que me super atura, foi com ela que partilhei uma das melhores experiências que tive e terei na vida, agradeço pelas risadas e momentos tão únicos que são só nossos, e pela parceria tão forte que nos fizeram gera esse “filho”, este trabalho que tanto nos ensinou nessa reta final.

Aos meus amigos de infância, e que sempre estão comigo não impando a distância, e que fazem muito a vida valer a pena, Dayse dona de um sorriso fácil e me tanto me alegre, doce carisma amigo; Layse minha eterna afilhado de coração, aqui o papo é sempre cabeça, onde as experiências e assuntos são sempre tão enriquecedores, mulher do meu afilhado, Douglas, pessoas de alma pura, que tanto admiro; Ediene, minha descolada e paciente amiga com quem as conversas são sempre tão interessantes; Tamires, meu brigadeiro, dona de uma inocência, contagiante, com quem não consigo ficar sério, ouço sempre atento suas histórias; Ana Paula, uma amizade sem comentários tão única e verdadeira. Meus amores, obrigado por tudo, amo vocês.

As minhas duas amigas lindas e irmãs que nunca medem esforços para me vê feliz, e que com certeza a recíproca é verdadeira, quero sempre tê-las tão pertinho e com essa amizade que nunca munda e só melhora ao longo dos anos, vocês são muito improntes para mim, amo vocês Leticia e Larissa.

Meu agradecimento a Turma de 2012 é “too much big”, essa que me acolheu de forma tão aconchegante em seu seio. Em especial, à dupla dinâmica, Diego e Romário, que são verdadeiros irmãos que construir na graduação; às minhas pupilas Lorrany e Micheli, que

sempre se mostraram amigas de verdade, por quem tenho um carinho imenso, verdadeiro e sincero, com vocês o mundo e com certeza mais “polêmico-amoroso” e “meigo-lindo” respectivamente, hahaha; João Tiago, João Pedro e Renan, são amigos lindos, cada um possui uma particularidade que os tornam tão marcante e inesquecíveis pra quem tem o prazer de conhecê-los, Imponente, Único-humilde, e Polêmico-bobo também respectivamente;

Além desses, agradeço ainda meu querido amigo Mateus Lima, um cara que mostra que paciência e calma é fundamental para uma vida saudável e linda, e claro pela amizade verdadeira; à Glendinha por sua personalidade marcante que me conquistou; à Vanessa Vália, amiga de uma vida passada que reencontrei agora, e que dá curso de ser atrasada, é só contratar.... hahaha, sua amizade é tão mágica. Obrigado por tudo amigo, vocês são especiais. Amo vocês.

Agora, quero agradecer aqueles que tornaram e tornam a vida tão fácil em Tucuruí, uns dos meus maiores presentes de 2011. Agradeço a Deus tão imensamente por essa amizade: Marília, minha baby, pelas conversas especiais, únicas e tão perfeitas que sempre me dão um “up” nos momentos mais delicados. Marlon, meu irmãozinho, que a vida encarregou de juntar, dono de uma sabedoria e um carisma que me contagia, obrigado por sempre me ouvir e me apoiar; Matheus, meu confidente, somos bem parecidos ao passo que muito diferentes, tu eras a parte que faltava para minha cota de amigos verdadeiros, tuas palavras são milagrosas. Amo vocês.

Vanessa Souza, minha pequenina grande mulher, que me mostra a garra da mulher guerreira no olhar, que me faz me sentir especial, me aconselha como ninguém, que me desperta sentimentos que até eu mesmo desconheço. Vou ser sempre grato por tudo “Baixinha”, amo você.

À Edileuza, Ailana, Daniela, Débora, Wiviam, Augusto, Marcelo, Udson e Gisele, Elisete, Nicole, cada um de vocês transformam meus dias com suas peculiaridades, transformam esse serzinho aqui em algo melhor, sou tão grato por tudo, que um dia espero poder retribuir tudo que vocês fazem por mim, transformando a minha vida em algo intensamente real e prazeroso.

Ao meu namorado, Cassio, por sempre está ao meu lado, aturando meus estresses, sendo carinhoso, me mostrando a leveza do mundo. Obrigado por me ajudar a ser uma pessoa melhor, pelos conselhos e todas as conversas sempre tão valiosas. E que sejamos assim sempre. Te amo.

Eu, Leticia, gostaria de expressar minha gratidão aqueles que foram essenciais para a realização deste trabalho e ao longo de toda a graduação. Eu agradeço a minha família,

especialmente a minha mãe Doroneide dos Santos Siqueira, a Lidiane Siqueira Fernandes e Doroteia dos Santos Siqueira que me apoiaram durante toda graduação e contribuíram para o meu amadurecimento.

A John Moore, pelas palavras de sabedoria e paciência durante os momentos mais difíceis. E por me fazer sentir amada com seu companheirismo de sempre.

Agradeço ao meu amigo de muitas histórias e pela parceria que nos fizeram gerar muitos bons frutos, como o presente trabalho, Jedinho.

As minhas amigas de longa data, Thais e Bia, que mesmo distantes nesses cinco anos, estiveram sempre tão próximas de alguma forma, agradeço pela amizade que nunca muda e apoio recíproco que temos umas com as outras.

Aos meus amigos que foram um presente da graduação, que quero levar para a vida, Vanessinha, minha fiel protetora, amiga de todas as horas e de conselhos intensos, sou muito feliz por ter você como amiga; Marlon pela amizade e pelos momentos tão alegres e descontraídos, é prazer ser amiga de uma pessoa tão capaz e admirável; Marília pelas loucuras fraternas que me fazem sentir tão bem e querida, abrigado por tudo.

Ao meu Professor John Jones, uma pessoa incrível como quem pude compartilhar muitos conhecimentos em uma das melhores experiências da minha vida na Irlanda.

A turma de 2012, que assim como meu parceiro nesse trabalho frisou, nos acolheu também, realmente fazendo nos sentir bem. Em particular aos amigos, João Pedro, por me trazer uma boa energia, fazendo com que eu me sinta estimada; a Glendinha por ser sempre essa pessoa tão meiga e especial comigo, que reforça o conforto junto a turma; a minha e companheira de apartamento, Patrícia, companhia agradável, conversas e a amizade nesses meses maravilhosos e engraçados que passamos juntas, aproveito e faço dessas palavras destinadas ao nosso morador agregado, Patrick.

Á uma das pessoas, mas especiais que terei o prazer de conhecer, Walter da Rocha, por todo apoio e compreensão em todos os momentos que precisei estar ausente por essa literatura, e ainda por todo o conhecimento e experiências compartilhadas sem de forma tão solícita.

RESUMO

O aprimoramento das técnicas construtivas vem permitindo a praticidade na execução de estruturas aliada a segurança, o conforto e a durabilidade dos membros estruturais. Assim, com o intuito de prevenir rupturas repentinas e frágeis e manter a funcionalidade das estruturas, pesquisas no ramo da resistência ao cisalhamento vêm sendo desenvolvidas, investigando novas propostas de armaduras de cisalhamento com o objetivo de conciliar resistência, eficiência e durabilidade das estruturas. Nesse contexto, este trabalho busca apresentar a análise do comportamento de armaduras internas de cisalhamento denominadas estribos *W* e armadura tipo conectores de aço em vigas de concreto armado, comparando-os com os resultados obtidos em relação aos estribos fechados convencionais. Para tanto, foram analisadas experimentalmente 5 vigas de concreto armado nas dimensões (500 x 210 x 2050) mm, sendo 1 viga de referências, sem armadura de cisalhamento, 1 viga com estribo fechado, 1 viga com conectores de aço e 2 vigas com estribos *W*, com e sem ganchos contra delaminação. O programa experimental apresenta como principais variáveis o tipo de armadura de cisalhamento e o tipo de ancoragem adotado, os quais podem ser externas e internas. São apresentados e discutidos os resultados de deslocamento vertical, deformações no concreto, armadura de flexão e armadura de cisalhamento, mapa de fissuração, carga de ruptura e modo de ruína das vigas. Os resultados obtidos mostram que a viga com estribo *W*, especificamente com ganchos, apresentou ganho de 36,54% de capacidade de carga em relação a viga de referência, e ainda considerável desempenho em rigidez quanto aos valores de deslocamento, deformações da armadura cisalhamento e do concreto. Todas as vigas apresentaram comportamentos similares quanto a deformação das armaduras de flexão, enquanto que o comportamento das peças foi distinto em relação as deformações obtidas no concreto, sendo que o comportamento mais rígido nesse aspecto foi observado pela viga com conectores de aço (S-3.5-0.16). Com relação as deformações da armadura de cisalhamento, o estribo *W* apresentou menores deformações, para o mesmo nível de carregamento, em relação as demais vigas e o estribo convencional apresentou maiores deformações, principalmente quando comparadas com as barras mais próximas ao ponto de aplicação de carga.

Palavras-chave: concreto armado; cisalhamento; vigas; estribos.

ABSTRACT

The improvement of constructive techniques has allowed a practical execution combined with the safety, comfort and durability of structures. Thus, in order to prevent sudden and fragile ruptures and maintain structural functionality, research on new forms of shear reinforcement has taken place in order to connect resistance, efficiency and durability of structures. In this scenario, this study seeks to present an analysis of the behavior of unconnected shear reinforcement known as *W* stirrups and headed shear reinforcement assemblies in reinforced concrete beams, comparing those with the results obtained from the closed stirrups. In order to do this, 5 wide beams (500 x 210 x 2050 mm) were tested; 1 reference beam without shear reinforcement, 1 closed stirrup, 1 headed shear reinforcement and 2 wide beams with *W* stirrups, with and without hooks against delamination. The experimental program presents as main variables the type of shear reinforcement and the type of anchorage, which can be external and internal. Results of vertical displacement, strains on surface of the concrete, flexural reinforcement and shear reinforcement, crack pattern, rupture load and failure modes are presented. The results obtained indicate that *W* stirrups wide beams, specifically with hooks, presented a gain of 36.54% of load capacity in comparison to the reference beam, and a considerable increase in stiffness performance regarding the displacement values, the strain on the shear reinforcement and the strain on the concrete surface. All the wide beams presented similar behavior related to the strain on the flexural reinforcement, whereas they showed different behavior when compared to each other considering the strains on the concrete surface. The stiffer behavior was noticed in headed shear reinforcement wide beams (S-3.5-0.16). With regard to the strains on shear reinforcement, the *W* stirrup presented less strains levels at the same loading in relation to other beams and the conventional stirrup showed greater strain levels, especially when compared to the steel bars located next to the wide beam loading point.

Keywords: reinforced concrete; shear; RC beams; stirrups.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1-Rupturas por cisalhamento	2
Figura 2.1-Esforços em uma viga.....	8
Figura 2.2- Tipos de cisalhamento. a) cisalhamento unidirecional e b) cisalhamento bidirecional ou punção.....	9
Figura 2.3 - Representação do fluxo de cisalhamento.....	10
Figura 2.4- Desenvolvimento de fissura de tensão diagonal em vigas de concreto armado. ...	11
Figura 2.5- Mecanismos de transferência de cisalhamento.....	12
Figura 2.6- Influência do a/d no efeito arco.	13
Figura 2.7-Fissuras inclinadas e armaduras de cisalhamento.....	15
Figura 2.8- Analogia de treliça clássica de Mörsch.....	16
Figura 2.9- Evolução de Fissuração - Estadio II	16
Figura 2.10-Armadura externa tipo estribo fechado convencional.	17
Figura 2.11- Armaduras internas: a)Pesquisa feita por Broms (1990). b)Pesquisa feita por Pilakoutas e Li (1997)	18
Figura 2.12- Sistema de <i>studs</i>	19
Figura 2.13 -Tipos de <i>studs</i>	19
Figura 2.14- Armadura de cisalhamento tipo <i>W</i> stirrups. a) Treliças individuais em <i>W</i> . b) Gaiola pré-fabricada.	21
Figura 2.15 - Estribo <i>W</i> proposto por Ferreira <i>et al.</i> (2016).....	21
Figura 2.16-Arrancamento de barras embutidas no concreto.....	22
Figura 2.17-- Análises computacionais de Beutel e Hegger (2002).....	24
Figura 2.18-Modelos de ancoragem diferentes.	25

Figura 2.19-Anconragem das armaduras transversais.....	27
Figura 2.20- Ancoragem por meio de solda dos estribos.....	29
Figura 2.21- Ancoragem das armaduras transversais.....	30
Figura 3.1-Detalhamento armadura de flexão. a) Armadura de flexão superior. b) armadura de flexão inferior.....	33
Figura 3.2- Geometria e armadura de flexão das vigas.....	33
Figura 3.3-Seção transversal da viga C-3.5-0.16.....	34
Figura 3.4- Vista lateral da viga C-3.5-0.16.....	34
Figura 3.5-Seção transversal da viga S-3.5-0.16.....	35
Figura 3.6-Conectores de aço fabricados no UFPA.....	35
Figura 3.7-Vista lateral da viga S-3.5-0.1.....	36
Figura 3.8-Estribo <i>W</i> fabricado para pesquisa.....	36
Figura 3.9-Seção transversal da viga W-3.5-0.1.....	37
Figura 3.10- Vista lateral da viga W-3.5-0.1.....	37
Figura 3.11-Seção transversal da viga Wd-3.5-0.17.....	37
Figura 3.12- LVDT. a) Detalhes do instrumento utilizado. b) Posicionamento no meio do vão da viga.....	38
Figura 3.13- Posicionamento do extensômetro no concreto Ec.....	39
Figura 3.14- Posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão.....	39
Figura 3.15-Instrumentação da viga C-3.5-0.16. a) Seção transversal. b) Seção longitudinal.....	40
Figura 3.16-Posicionamento dos extensômetros nos estribos fechados.....	41
Figura 3.17-Instrumentada da viga S-3.5-0.16. a) Seção transversal b) Seção longitudinal....	42
Figura 3.18-Posicionamento dos extensômetros nos conectores de aço.....	42
Figura 3.19- Instrumentação da viga tipo <i>W</i> . a) Seção transversal viga W-3.5-0.17. b) Seção transversal viga Wd-3.5-0.17. c) Seção longitudinal vigas estribo <i>W</i>	43

Figura 3.20-Posicionamento dos extensômetros nos estribos W.....	43
Figura 3.21- Sistema de ensaio das vigas.....	44
Figura 3.22- Sistema de ensaio real das vigas.....	45
Figura 3.23-Formas utilizadas na confecção das vigas.....	46
Figura 3.24- Resultado do <i>slump test</i>	46
Figura 3.25- Vigas após a concretagem.....	47
Figura 3.26-Cura das vigas.....	47
Figura 3.27-Corpos de prova após a desforma.....	48
Figura 3.28- Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 5,0 mm.....	51
Figura 3.29 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 8,0 mm.....	51
Figura 3.30- Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 20,0 mm.....	51
Figura 4.1- Gráfico Carga x Deslocamento das vigas.....	52
Figura 4.2- Gráfico Carga x Deformação do concreto.....	53
Figura 4.3- Gráfico Carga x Deformação das armaduras de flexão das vigas.....	54
Figura 4.4-Gráfico Carga x Deformação viga C-3.5-0.16.....	56
Figura 4.5-Gráfico Carga x Deformação viga S-3.5-0.16.....	56
Figura 4.6-Gráfico Carga x Deformação viga W-3.5-0.17.....	57
Figura 4.7-Gráfico Carga x Deformação viga Wd-3.5-0.17.....	57
Figura 4.8-Fissuras R-3.5.....	59
Figura 4.9-Fissuras C-3.5-0.16.....	59
Figura 4.10-Fissuras S-3.5-0.16.....	59
Figura 4.11-Fissuras W-3.5-0.17.....	60
Figura 4.12-Fissuras W _d -3.5-0.17.....	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Características das vigas a serem ensaiadas.....	32
Tabela 3.2- Resistência a compressão e tração do concreto.....	49
Tabela 3.3- Módulo de elasticidade dos corpos-de-prova.....	50
Tabela 3.4- Deformação específica e tensão de escoamento.....	50
Tabela 4.1- Valores de carga de ruptura comparados entre as normas.	61
Tabela 4.2 - Modos de ruptura.....	62

LISTA DE SÍMBOLOS

k	Redução da resistência ao cisalhamento
d	Altura útil da peça
V_R	Resistência ao cisalhamento
f_c	Resistência à compressão do concreto
b_W	Largura da viga
A_{sW}	Área de aço de uma camada de armadura transversal
s	Espaçamento entre as camadas de armadura transversal
θ	Ângulo de inclinação da biela
α	Ângulo entre a armadura transversal e a longitudinal
ν_I	Coefficiente de Poisson
f_c	Resistência do concreto a compressão
f_{yd}	Tensão de escoamento do aço
f_{ys}	Tensão de escoamento do aço característica
$V_{R,c}$	Resistência ao cisalhamento contribuição do concreto
$V_{R,s}$	Resistência ao cisalhamento contribuição do aço
$f_{ct,inf}$	Resistência à tração frágil do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
f_{ywd}	Resistência de cálculo de escoamento da armadura transversal
V_{sd}	Força cortante de cálculo
P_{teste}	Força cortante de teste
$V_{NBR I}$	Força cortante NBR modelo I
$V_{NBR II}$	Força cortante NBR modelo II
V_{ACI}	Força cortante ACI 318
V_{EC2}	Força cortante Eurocode 2
f_{yw}	Tensão de escoamento dos estribos
f_{ck}	Resistência característica do concreto a compressão
f_t	Resistência característica do concreto a tração
σ_b	Tensão maior
ϵ_b	Deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior
E_{ci}	Módulo de elasticidade do aço

ε_a	Deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão básica
$\%_o$	Deformação em m/mm
M	Momento fletor
V	Força cortante
ρ_l	Taxa de armadura barra longitudinal
λ	Índice de esbeltez
Φ_{wW}	Diâmetro das barras de aço
A_{swW}	Área de aço dos estribos
ρ_{wW}	Taxa de armadura dos estribos

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	3
1.1.1	Objetivo geral.....	3
1.1.2	Objetivos específicos	3
1.2	JUSTIFICATIVA	3
1.3	Estrutura do trabalho.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	HISTÓRICO	6
2.2	CISALHAMENTO.....	8
2.2.1	Cisalhamento em vigas	8
2.2.2	Tipos de cisalhamento	9
2.2.3	Mecanismos de transferência sem armadura de cisalhamento	10
2.2.4	Mecanismo de transferência com armadura de cisalhamento.....	14
2.3	TIPOS DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO	17
2.3.1	Pesquisas atuais na área exemplos de aplicação do estribo w	20
2.4	INFLUÊNCIA DA ANCORAGEM NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	22
2.5	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	25
2.5.1	EUROCODE 2 (2004)	25
2.5.2	NBR 6118 (2014).....	27
2.5.3	ACI 318 (2014)	29

3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	31
3.1	DESCRIÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO	31
3.1.1	Características geométricas	32
3.2	DESCRIÇÃO ARMADURA DE CISALHAMENTO	33
3.3	MONITORAMENTO DAS VIGAS	38
3.3.1	Deslocamento vertical	38
3.3.2	Concreto	38
3.3.3	Armadura de flexão	39
3.3.4	Armadura de cisalhamento	40
3.3.4.1	<i>Viga tipo C-3.5-0.16</i>	40
3.3.4.2	<i>Viga tipo S-3.5-0.16</i>	41
3.3.4.3	<i>Vigas tipo W-3.5-0.17 E Wd-3.5-0.17</i>	42
3.4	SISTEMA DE ENSAIO	44
3.5	PROCESSO EXECUTIVO	45
3.5.1	Montagem das formas	45
3.5.2	Concretagem, cura e deforma	46
3.6	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E AÇO UTILIZADO	48
3.6.1	Concreto	48
3.6.1.1	<i>Composição</i>	48
3.6.1.2	<i>Resistencia à compressão e resistencia à tração por compressão diametral</i>	48
3.6.1.3	<i>Módulo de elasticidade</i>	49
3.6.1.4	<i>Aço</i>	50

4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	52
4.1	DESLOCAMENTO VERTICAL.....	52
4.2	DEFORMAÇÕES	53
4.2.1	Concreto.....	53
4.2.2	Armadura de flexão	54
4.2.3	Armadura de cisalhamento	55
4.3	MAPA DE FISSURAÇÃO	58
4.4	CARGA DE RUPTURA	60
4.5	MODO DE RUÍNA	61
5	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	63
5.1	CONCLUSÃO.....	63
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	64
	REFERÊNCIAS	65

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas deve estar associado não somente a garantia de segurança e conforto estrutural, como também a necessidade de elaboração de maneira eficiente, enfatizando a praticidade na execução, o qual inclui a funcionalidade e durabilidade da estrutura. Nesse contexto, um dos objetivos do dimensionamento de estruturas de concreto armado é produzir elementos estruturais dúcteis, que proporcionem aviso de falha eminente. De forma a alcançar esse objetivo, normas estruturais recomendam maiores fatores de segurança contra rupturas por cisalhamento, em relação àqueles recomendados para as rupturas por flexão, uma vez que a ruptura por cisalhamento ocorre de forma frágil com pouco ou nenhuma advertência prévia.

Segundo Choi *et al.* (2016), o estudo do comportamento quanto ao cisalhamento depende de diversos fatores, tais como as dimensões dos elementos, tipo de carregamento e propriedades dos materiais envolvidos. Como por exemplo, estruturas dos tipos tabuleiros de pontes, estruturas de contenção, lajes lisas e sapatas são elementos que estão sob efeito de altas tensões cisalhantes, e exigem uma análise com forma de prevenir acidentes e manter a eficiência estrutural.

Tendo em vista a prevenção da ruptura prematura por esforços cortantes, tais como a rupturas por cisalhamento e punção mostrados nas Figuras 1.1a e 1.1b, respectivamente, o estado último de serviço deve ser previsto com precisão e segurança. Assim, como forma de aumentar a resistência ao cisalhamento e a ductilidade das peças além de evitar o colapso de estruturas, armaduras transversais são comumente utilizadas como técnica construtiva.

Figura 1.1 - Rupturas por cisalhamento

a) Base militar nos Estados Unidos.



Fonte: Wight e McGregor(2012)

b) Punção em laje de estacionamento no Reino Unido



Fonte: Wood (2003)

Na atualidade, existem armaduras transversais de variados tipos, porém o mais empregado é o chamado estribo fechado, pois além de fabricado no local e apresentarem viabilidade econômica, oferecem uma boa ancoragem, uma vez que consegue envolver as barras de flexão, o que influencia diretamente na resistência ao cisalhamento. Por outro lado, os estribos fechados não apresentam eficiência quanto a montagem das armaduras, pois exigem tempo e demanda de mão de obra, e podem ser de difícil montagem, interferindo no posicionamento da armadura de flexão.

Como maneira de aumentar a eficiência em campo, outro tipo de armadura adotada em grande quantidade são os conectores de aço com cabeça, compostos por elementos com placas nas extremidades e com área em torno de 10 vezes as das barras de aço. Segundo Figueiredo Filho (1989), o formato da armadura possibilita a ancoragem satisfatória em ambas as extremidades, de modo que a armadura atinja toda sua capacidade resistente antes da ruptura. Quanto a interferência no posicionamento da armadura longitudinal, podem apresentar vantagens, contudo quando posicionados de forma radial em lajes lisas tendem a dificultar a instalação devido a incompatibilidade do arranjo radial com a armadura de cisalhamento.

Logo, outras pesquisas foram desenvolvidas para verificar a eficácia das denominadas armaduras transversais internas, as quais são posicionadas entre as armaduras longitudinais, facilitando a instalação. Por serem internas, não interferem na colocação e posicionamento das armaduras longitudinais, e devido a possibilidade de pré-fabricação da

armadura, obtiveram-se ganhos com a resistência ao cisalhamento, a redução de tempo e demanda de mão de obra. A eficácia desse tipo de armadura foi estudada por Regan e Samadian (2001), Pilakoutas e Li (2003), Caldentey *et al.* (2013) e recentemente por Ferreira *et al.* (2016). Porém, a carência de estudos nessa área dificulta o aperfeiçoamento e implementação da técnica na construção civil, o que reflete na continuação do uso de estribos convencionais como método de aumento de resistência ao cisalhamento.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar experimentalmente a eficiência de estribos tipo *W* como armaduras de cisalhamento em vigas faixa de concreto armado, comparando com as armaduras convencionais, estribo fechado e com tipo conector de aço com cabeça (*stud rails*).

1.1.2 Objetivos específicos

Com este trabalho, busca-se explorar os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar o melhor desempenho estrutural entre os tipos de armaduras de cisalhamento utilizados;
- Avaliar o desempenho de armadura interna como armadura de cisalhamento em vigas;
- Analisar o desempenho da armadura proposta quanto à ancoragem em vigas, fazendo frente às vigas com conectores de aço e estribos fechados;
- Verificar o acréscimo de resistência em relação a viga de referência;
- Fazer comparações entre os resultados experimentais e os teóricos, obtidos de acordo com as recomendações das normas NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004) e ACI 318 (2014).

1.2 JUSTIFICATIVA

Bastos (2006) comenta que o comportamento à força cortante de vigas, ou elementos de concreto armado em geral, apresentam grande complexidade e dificuldades de projeto, e

que este assunto tem sido um dos mais pesquisados, no passado bem como no presente. Mesmo diante da crescente curiosidade de pesquisadores em dissipar os problemas enfrentados quanto a este tema, os resultados encontrados são questionados na comunidade, o que acarreta em discordância e hipóteses não absolutas.

Leonhardt e Mönnig (1977), por exemplo, citam cerca de vinte fatores que influenciam a resistência das vigas à força cortante, sendo que muitos outros ainda não se há conhecimento suficiente de sua influência.

É nesse contexto, de evidência da necessidade em se discutir o desenvolvimento de mecanismos de resistência a esforços cisalhantes em peças de concreto armado, que uma pesquisa, a qual verifique de que forma vigas armadas se comportam quanto cisalhamento com armadura interna, e/ou conectores de aço, muito contribuirá para enriquecer o escasso banco de dados existente.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho apresenta conteúdos teóricos e experimentais referentes ao tema em questão, as tabelas e os gráficos apresentam dados preparados, assim como figuras que facilitem a compreensão e interpretação dessa pesquisa.

O segundo capítulo aborda o esforço cortante em concreto armado, sendo também apresentado estudo e pesquisas sobre o comportamento resistente de vigas submetidas à força cortante e seu histórico de evolução ao longo dos anos. São apresentados ainda alguns tipos de armaduras de cisalhamento, além das principais recomendações normativas e alguns trabalhos publicados em literaturas técnicas, um resumo de teorias e modelos que norteiam o tema, finalizando a capítulo com as diretrizes de dimensionamento.

No terceiro capítulo são descritas as características do programa experimental, tais como a descrição das vigas de concreto armado de forma geral, o arranjo das armaduras de cisalhamento, a procedimento de ensaio e instrumentação utilizado e o sistema de ensaio. Além disso, são ilustrados também o processo executivo das vigas e o capítulo é finalizado com a caracterização do concreto e do aço.

No quarto capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados (deslocamento, deformações, fissuração, carga de ruptura e modo de ruína), seguido de algumas análises feitas pelos autores, comparando os valores teóricos com os obtidos experimentalmente. E por fim, no quinto capítulo encontram-se as conclusões dos autores

quanto ao que foi estudado e sugestões para trabalhos futuros ainda acerca do tema. O último capítulo traz as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O crescimento acelerado da construção civil nos últimos anos proporcionou a necessidade de implementação de inovações tecnológicas. No cenário contemporâneo atual, diversas técnicas foram criadas para o dimensionamento e montagem de armaduras dos elementos estruturais, porém inovações referentes à disposição de diferentes modelos de armaduras de cisalhamento em vigas de concreto armado exibem destaque em relação a armaduras de cisalhamento convencionais.

Segundo Nilson, Darwin e Dolan (2010) vigas de concreto armado sem o devido dimensionamento para armadura de cisalhamento, se submetidas a cargas de ruptura, podem falhar de forma repentina, sem aviso prévio. Devido a esse comportamento, armaduras de cisalhamento são previstas em vigas de concreto armado, para garantir a segurança, funcionalidade e durabilidade da estrutura.

Diante das inovações no âmbito da armadura de cisalhamento, variadas pesquisas no ramo da armadura transversal foram desenvolvidas, entre essas a utilização de conectores de aço com cabeça, *studs*, em vigas de concreto armado, como também estribos com barras transversais em forma de *W*, em inglês, *W stirrups*. Entretanto, é imprescindível a realização de outros testes de forma a garantir a eficácia, e por fim a implementação dessas novas técnicas estruturais.

2.1 HISTÓRICO

Segundo Hibbeler (2006), é admitida a hipótese de que as seções transversais permanecem planas, mesmo após as deformações. Essa presunção sugere um modelo simples para o projeto de vigas submetidas à flexão. Como é na seção transversal de máximo momento fletor que ocorre a ruptura, mesmo depois do concreto ter rompido, a teoria se mantém, uma vez que a fissuras à flexão são perpendiculares ao eixo viga. Contudo não é assim que acontece em vigas submetidas à força cortante.

Devido ao esforço cortante, começa o surgimento de fissuras inclinadas, que são acarretadas por esforços de tração, oriundos da combinação dos esforços de flexão e cisalhamento, o que pode levar à ruptura. Dessa forma o dimensionamento ao esforço cisalhante deve ser realizado, não apenas em uma seção transversal, mas em trechos contínuos ao longo do eixo da viga (NUNES, 2012).

Para combater esses esforços cortantes em vigas, também conhecidos como esforços de cisalhamento, muitos estudos foram e vem sendo feitos na tentativa de encontrar o melhor arranjo entre concreto, aço e aderência. Mörsch (1908), cita que um dos primeiros estudos de combate ao cisalhamento foi realizado no século XX, quando W. Ritter e E. Mörsch propuseram a determinação da armadura de cisalhamento necessária ao equilíbrio de uma viga de concreto armado, um estudo onde o mecanismo resistente da viga na fase fissurada, ou em geral, quando somente a região dos apoios não apresentam fissuras pudesse ser associado ao de uma treliça.

O modelo proposto por Mörsch não foi inicialmente bem aceito, porém examinou-se que poderiam ser realizadas correções adequadas e com o desenvolvimento das técnicas de ensaio de estruturas, o modelo poderia ser empregado. O estudo foi então reconhecido mundialmente mesmo com diversas mudanças ocorridas ao longo do tempo (como resistência do concreto e do aço, melhor aderência adquirida no conjunto, entre outros).

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2007), os princípios apresentados por Mörsch continuam válidos e ainda são base de cálculo aos esforços de cisalhamento dos mais importantes programas de projeto estrutural. É necessário ressaltar que mesmo sendo um modelo simples, ele apresenta a vantagem de conduzir a resultados satisfatórios para a quantidade de armadura transversal no estado limite último.

Em 1964, Lobo Carneiro (apud SANTOS NETTO, 1983), afirma que a chamada treliça clássica de Ritter-Mörsch foi uma das concepções mais fecundas na história do concreto armado. Há mais de meio século tem sido à base do dimensionamento das armaduras transversais – estribos e barras inclinadas – das vigas de concreto armado, e está muito longe de ser abandonada ou considerada superada. As pesquisas sugerem apenas modificações ou complementações da teoria, mantendo, no entanto, o seu aspecto fundamental: a analogia entre a viga de concreto armado, depois da fissura, e a treliça.

Fenwick e Paulay (1968) afirmaram que a ruptura das vigas, por efeito de força cortante, não estava ainda claramente definida, pois os mecanismos responsáveis pela transferência da força cortante são variados, complexos e difíceis de medir e identificar, porque após o surgimento das fissuras inclinadas ocorre uma complexa redistribuição de tensões, a qual é influenciada por vários fatores.

Desde então muitos são os estudos que vem sendo desenvolvidos por todo o mundo sobre as armaduras transversais, que por sua vez combatem os esforços cisalhantes. Pesquisas são hoje realizadas no objetivo de encontrar um mecanismo que melhor minimize o efeito da

força cortante ou aumente a resistência a ela, tais como aqueles desenvolvidos por Lubell *et al.* (2009), Regan e Samadian (2001), Caldentey (2013).

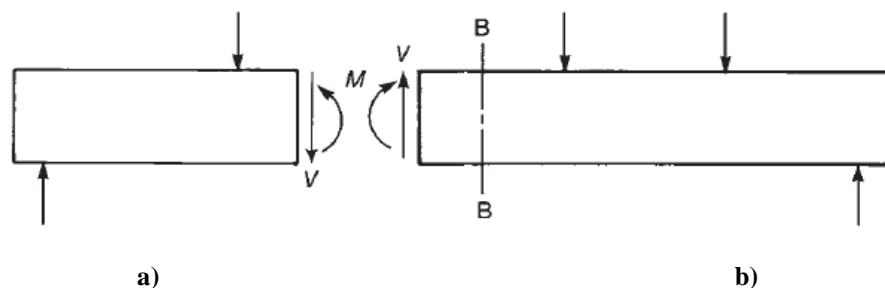
2.2 CISALHAMENTO

2.2.1 Cisalhamento em vigas

Vigas de concreto armado são elementos lineares em que a flexão é predominante (NBR 6118, 2014). Deste modo, vigas são dimensionadas para os seguintes esforços: momento fletor M e força cortante V , conforme Figura 2.1. No dimensionamento de elementos de concreto armado, o momento fletor é inicialmente considerado, o qual resulta na definição das dimensões das seções do elemento e o rearranjo da armadura de forma a resistir aos esforços do momento fletor. Assim, limites são designados no percentual de armadura de flexão, com o objetivo de garantir o desenvolvimento gradual da ruptura, de forma a alertar os ocupantes de um possível colapso da estrutura.

Entretanto, ao alcançar o carregamento limite de resistência a flexão, a ruptura devido a força cortante ocorre de forma repentina e frágil. Dessa maneira, o dimensionamento ao cisalhamento deve assegurar que a resistência aos esforços cortantes do elemento seja igual ou maior a resistência a flexão em todos os diferentes pontos da viga.

Figura 2.1-Esforços em uma viga.



Fonte: Wight e McGregor (2012)

Nesse contexto, vigas de concreto armado são compostas de dois diferentes tipos de armaduras, como forma de resistir os esforços predominantes: armaduras longitudinais e armaduras transversais. Wight e McGregor (2012) afirmam que as armaduras longitudinais são posicionadas, em seja somente em regiões tracionadas, como forma de absorver todos os

esforços de tração, seja em ambas áreas tracionadas e comprimidas das vigas, denominadas armaduras duplas. No último caso contribui tanto para a absorção dos esforços de tração ocasionados pelo momento fletor, como também colabora para o reforço ao cisalhamento da região comprimida em conjunto com o concreto.

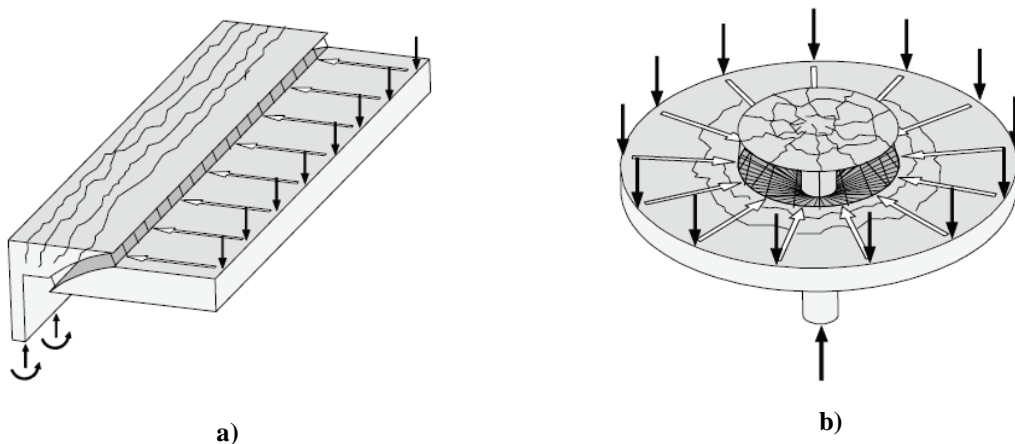
As armaduras transversais, também chamadas armaduras de cisalhamento, são dimensionadas para suportar os esforços de tração originados na alma das vigas. As mesmas são dispostas perpendicularmente à armadura longitudinal, normalmente com diâmetros menores.

2.2.2 Tipos de cisalhamento

O cisalhamento pode se desenvolver de duas maneiras distintas: cisalhamento unidirecional e cisalhamento bidirecional ou punção. O cisalhamento unidirecional, *one-way shear*, em vigas é normalmente testado vigas esbeltas e com altas taxas de armadura, conforme estudos realizados por Lubell *et al.* (2009). Este modo de falha está associado a cargas e apoios lineares por meio da aplicação do carregamento distribuído.

O tipo de cisalhamento bidirecional ou punção, *two-way shear* ou *pushing shear*, está associada a existência de um carregamento concentrado, como por exemplo carga de pilares, tais como descritos por Caldentey *et al.* (2013) e Pilakoutas e Li (2003). A Figura 2.2 representa os tipos de cisalhamento descritos anteriormente.

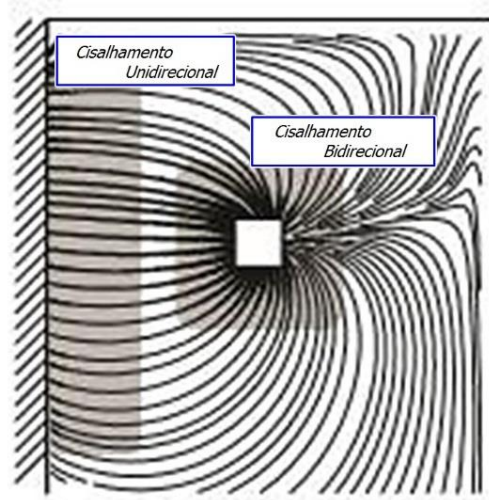
Figura 2.2.2- Tipos de cisalhamento. a) cisalhamento unidirecional e b) cisalhamento bidirecional ou punção.



Fonte: Vaz Rodrigues (2007)

Vaz Rodrigues (2007) afirma que os cisalhamentos unidirecional e bidirecional podem ser explicados por meio do fluxo de forças cisalhantes em uma laje em balanço submetida a uma carga concentrada por meio da localização de um pilar no centro. Nas zonas de cisalhamento unidirecional, as linhas seguem paralelamente umas às outras, enquanto que nas zonas de punção, as linhas localizam-se aos arredores da carga concentrada, como apresentando na Figura 2.3.

Figura 2.3 - Representação do fluxo de cisalhamento.



Fonte: adaptado de Vaz Rodrigues (2007)

2.2.3 Mecanismos de transferência sem armadura de cisalhamento

Ao longo do tempo, variados métodos foram propostos a fim de minimizar os efeitos causados pelo cisalhamento em estruturas de concreto armado por meio dos estudos do comportamento dos elementos estruturais. Segundo Wight e McGregor (2012) estes métodos variam de acordo com as dimensões, geometria, carregamento, propriedades dos membros estruturais, variação dos ângulos de treliças e pela teoria do campo de compressão diagonal.

A capacidade de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado depende de dois fatores: uma parcela resistida pelo concreto e seus mecanismos e outra parcela resistida pela armadura transversal. Segundo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), no início do carregamento de uma viga, apenas uma pequena parcela da força cortante é resistida pela armadura de cisalhamento, com a maior parte da força cortante sendo absorvida pelo concreto. Com a formação das fissuras diagonais, ocorre uma redistribuição das tensões de

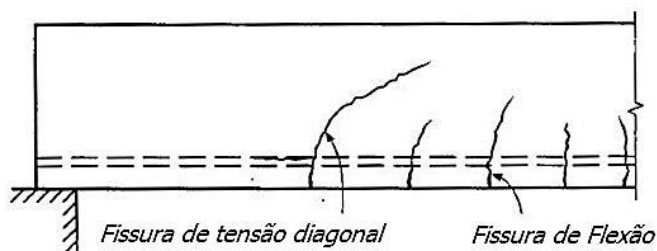
cisalhamento, a partir de então, uma pequena parcela do acréscimo de carregamento passa a ser absorvida pelo concreto e o restante pela armadura de cisalhamento.

Carmona e Ruiz (2014), em estudos baseados na não linearidade da ruptura mecânica afirmam que quando a fissura atinge uma certa profundidade crítica, neste ponto então, a fissuração de cisalhamento começa a ocorrer. Os autores afirmam ainda que o efeito a transição de fissuras de flexão para as fissuras de cisalhamento está diretamente relacionado a taxa de armadura e resistência do aço, pois ao passo que a taxa de armadura aumenta, a área crítica é afastada do ponto de aplicação da carga para regiões no qual o aço não alcance o seu ponto de escoamento.

O desenvolvimento das fissuras depende diretamente dos valores nos quais as forças cortantes e os momentos fletores atingem. Nilson, Darwin e Dolan, (2010) comentam que em situações onde ambos, força cortante e o momento fletor, apresentam valores altos, fissuras de flexão são identificadas primeiramente. Chantelot e Matheern (2010) afirmam ainda que fissuras de flexão começam a se desenvolver quando a resistência a tração atinge a capacidade máxima de deformação do concreto, e são caracterizadas por se propagarem verticalmente, com ângulos próximos a 90° , na região de tração da viga.

O controle quanto ao progresso das fissuras de flexão é mantido por meio da presença de armadura longitudinal. Entretanto, quando a tensão diagonal na extremidade superior de uma das fissuras de flexão excede o limite de resistência tração do concreto, a fissura tende a se curvar e continuar o desenvolvimento em largura e comprimento. Segundo Wight e McGregor (2012) essa forma de ruptura é comumente conhecida como *fissuras de cisalhamento* ou *fissuras de tensão diagonal*, como mostrados na Figura 2.4.

Figura 2.4 - Desenvolvimento de fissura de tensão diagonal em vigas de concreto armado.

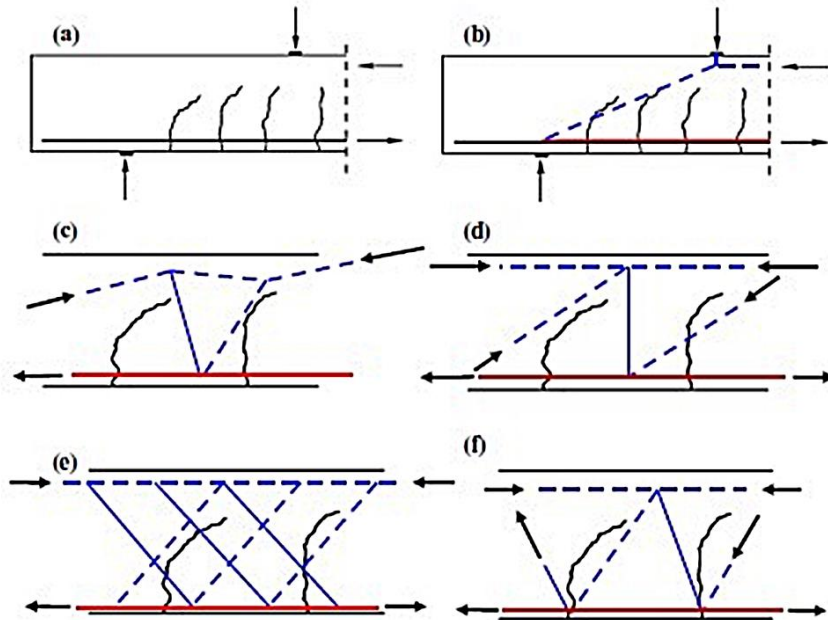


Fonte: adaptado de Nilson, Darwin e Dolan (2010)

Os modelos mecânicos de transferências de cisalhamento são relevantes pois auxiliam na compreensão do comportamento das vigas de concreto armado sem estribos.

Chantelot e Matheern (2010) descrevem modelos de transferência de carga após o aparecimento das fissuras de flexão em vigas sem estribos, como ilustrados nas Figuras 2.5 a-f.

Figura 2.5- Mecanismos de transferência de cisalhamento.

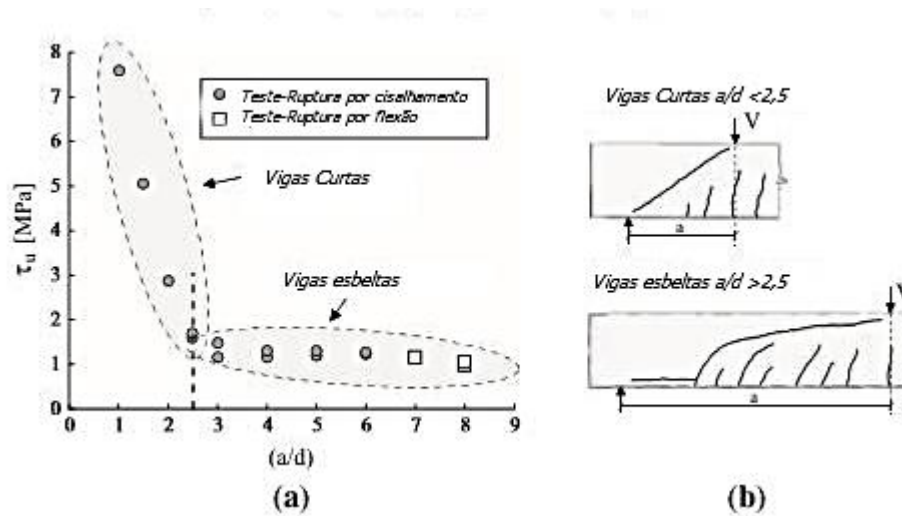


Fonte: Chantelot e Matheern (2010)

Baseados nos mecanismos mecânicos ilustrados na Figura 2.5, torna-se possível identificar o comportamento das vigas de concreto armado quanto ao desenvolvimento de fissuras. A Figura 2.5b mostra o mecanismo efeito de arco, em inglês, *arch action*, originalmente proposto por Dunker (1961), retrata o processo de transferência direta do carregamento para os apoios, sem utilizar capacidade cisalhante do material.

Conforme testes realizados por Kani (1964), a resistência plástica completa nesses campos de tensão não foi observada para vigas esbeltas, visto que a fissura de flexão pode se desenvolver através do modelo teórico das bielas de compressão, limitando sua resistência. Entretanto, para vigas curtas, os resultados obtidos quanto ao método do efeito de arco foram observados por Sagaseta e Vollum (2010). Assim, a relação a/d apresenta influência direta no efeito arco, baseados nos estudos desenvolvidos por Fisker e Hagsten (2016), apresentado na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Influência do a/d no efeito arco.



Fonte: adaptado de Fisker e Hagsten (2016)

Baseado na Figura 2.6, vigas que apresentam relação a/d menor que 2,5 tendem a apresentar menor resistência ao cisalhamento pelo mecanismo efeito arco, visto que vigas esbeltas sofrem grande influência do momento fletor em seu processo de fissuração, dessa forma não ocorrem de forma direta tais como em vigas curtas.

A Figura 2.5c apresenta o mecanismo denominado *cantilever action*, o qual se dá pela transferência de cisalhamento entre duas fissuras de flexão por meio do concreto, já observado por Muttoni (2008). Segundo Ruiz, Muttoni e Sagaseta (2015) na zona de fissuração, o cisalhamento é transportado pelas bielas de compressão inclinadas. Assim, a resistência dessa ação é limitada pela mudança de uma fissura de flexão vertical para uma fissura horizontal, o qual desativa a capacidade da resistência do tirante na zona existente do dente de concreto. A relevância desse mecanismo está relacionada a contribuição da resistência total de vigas com altura da alma elevada, como por exemplo em vigas pre-moldadas e vigas profundas.

A Figura 2.5d apresenta mecanismo denominado engrenamento dos agregados, o qual se desenvolve quando, em uma fissura no concreto, os agregados de um lado da fissura entram em contato com a matriz do concreto no lado oposto, assim como descritos por Ruiz, Muttoni e Sagaseta (2015). A resistência desse mecanismo está limitada a abertura e ao nível de deslizamento entre as faces das fissuras e a rugosidade do contato da superfície. Dessa maneira, a transferência de forças ao longo da fissura não depende somente das propriedades dos materiais, tais como as dimensões dos agregados, mas também da geometria da fissura, como exposto por Samora (2015).

A Figura 2.5e apresenta o modelo mecânico de transferência denominado tensão residual de tração do concreto. Por meio desse mecanismo, o concreto, depois de fissurado, continua apresentando uma capacidade de transferência de esforços de tração, permitindo o desenvolvimento de tirantes. Cavagnis, Ruiz e Muttoni (2015) comentam que, as fissuras por tensões residuais só podem ser consideradas para pequenas aberturas, as quais podem está inseridas entre os valores $0,5\text{mm} < W < 0,15\text{mm}$.

O efeito pino, como verificado na Figura 2.5f trata da possibilidade de transferência de força cisalhante por meio das barras longitudinais nas vigas de concreto armado, conforme pesquisado por Krefeld e Thurston (1966) e Chana (1987). Nesse sentido, o efeito de pino é caracterizado como a resistência de uma barra de suportar os esforços na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal. Após a fissuração, o deslizamento entre as superfícies fissuradas é provocado pela aplicação da tensão cisalhante, tendendo a separação das barras longitudinais.

Segundo Samora (2015), as barras de aço contidas no plano das fissuras influenciam no efeito pino e determinam a direção da abertura das fissuras. Regan (1981) e Campana *et al.* (2013) afirmam que o efeito de pino se mostrou eficiente em regiões onde o concreto não desenvolve fissuras de esmagamento, como por exemplo, em viga curtas ou para vigas com armadura transversal, ou ainda em situações onde a fissura crítica de cisalhamento se desenvolve através da armadura de compressão. Entretanto, para vigas esbeltas sem armadura transversal, esse mecanismo é significativamente reduzido ou mesmo desprezado por alguns pesquisadores, tais como Zararis (2003) e Muttoni (2008).

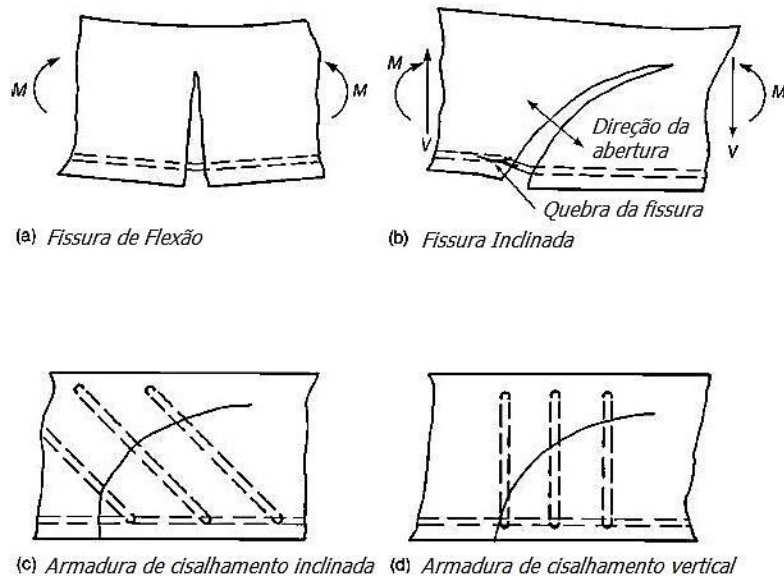
Certos modelos de dimensionamento ao cisalhamento reconhecem apenas um dos mecanismos de transferência como padrão, por exemplo, o papel da inclinação das linhas de compressão para as teorias do efeito do arco e *cantilever action* citado por Zararis (2003), Tureyen e Frosch (2003). Sem contar com a consideração do Teoria de Campo de Compressão e as influências da delaminação na ruptura controlada por mecanismo do engrenamento dos agregados, conforme Vecchio e Collins (1986) e Yang (2010).

2.2.4 Mecanismo de transferência com armadura de cisalhamento

As armaduras de flexão, como anteriormente mencionadas, são requeridas para restringir a abertura de fissuras de flexão verticais, como apresentada na Figura 2.7a. Uma fissura inclinada, como mostrada na Figura 2.7b, se desenvolve aproximadamente

perpendicular a armaduras longitudinais. Nesse sentido, como forma de restringir a abertura significativa das fissuras, torna-se necessária a combinação ou de armaduras longitudinais e armaduras transversais inclinadas, Figura 2.7c, ou mesmo a associação de armaduras longitudinais e transversais verticais, Figura 2.7d. (WIGHT e MCGREGOR, 2012).

Figura 2.7 -Fissuras inclinadas e armaduras de cisalhamento.

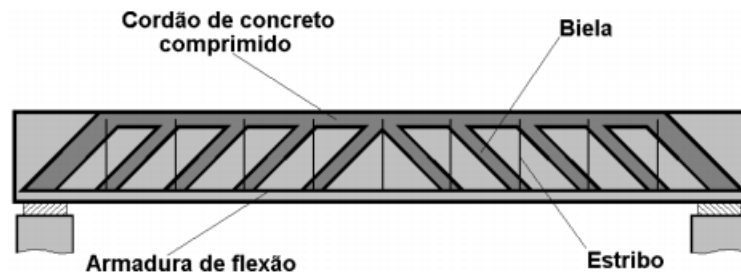


Fonte: adaptado de Wight e McGregor (2012)

Para descrever o mecanismo de resistência ao cisalhamento com armaduras transversais, diversos modelos, empírico e teórico, tem sido estudados. Ritter (1899) e Morsch (1908) introduziram o modelo baseado na analogia da treliça, no qual a contribuição do concreto é dada pela biela de compressão diagonal a uma angulação de 45° , como descritos no item 2.1. Todavia, outros modelos ao longo das décadas foram desenvolvidos de forma a aperfeiçoar o mecanismo.

Bazant (1997) desenvolveu uma remodelação da análise de analogia de treliça que pode ser utilizada para explicar o efeito de escala na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado. Enquanto que Muttoni e Ruiz (2008), relacionaram a analogia de treliça em função da largura da fissura crítica de cisalhamento. A analogia da treliça é o principal modo de transferência de cisalhamento em vigas, o qual ocorre por meio da combinação entre compressão das bielas inclinadas e tração nas armaduras transversais, como apresentado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Analogia de treliça clássica de Morsch.

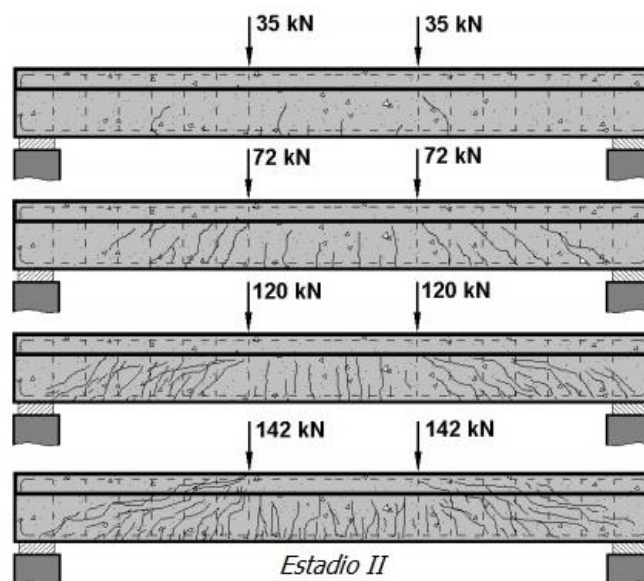


Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2007)

Anteriormente ao aparecimento das fissuras inclinadas, a deformação dos estribos é correspondente à deformação do concreto. Em virtude de o concreto apresentar valores de deformação mínimos, a tensão nos estribos antes do aparecimento da fissura inclinada não excederá os valores de 0,02 a 0,04 MPa. Assim, os estribos não combatem o aparecimento das fissuras inclinadas, mas sim começam a atuar após a formação das mesmas. (WIGHT e MCGREGOR, 2012).

Dessa forma, após a fissuração em uma viga bi-apoiada, conforme Figura 2.9, surge a configuração de uma treliça com banzo superior comprimido constituído pelo concreto; banzo inferior tracionado e constituído pela armadura inferior; as diagonais tracionadas por armadura colocada com inclinação arbitrária α , e as diagonais comprimidas constituídas pelas bielas de concreto.

Figura 2.9 - Evolução de Fissuração - Estadio II



Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2007)

2.3 TIPOS DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO

Os estribos, como armadura de cisalhamento, foram primeiramente pesquisados por Graf (1938) e mais tarde por Elstner e Hognestad (1956) e Franz (1963). Muitos experimentos concluíram que a armaduras de cisalhamento consistindo somente de barras de aço, não atendem completamente aos padrões de eficiência, uma vez que não alcançam o ponto de escoamento antes da ruptura do elemento estrutural. Nesse sentido, notáveis modificações e aperfeiçoamento nos modelos de armaduras de cisalhamento foram propostos por diversos autores.

Regan (2000), classifica as armaduras em externas e internas, os quais dependem da ancoragem em torno da armadura de flexão. A exemplo de armaduras de cisalhamento externas, tem-se os estribos convencionais, como apresentados na Figura 2.10, assim como os conectores de aço, tipo *studs*.

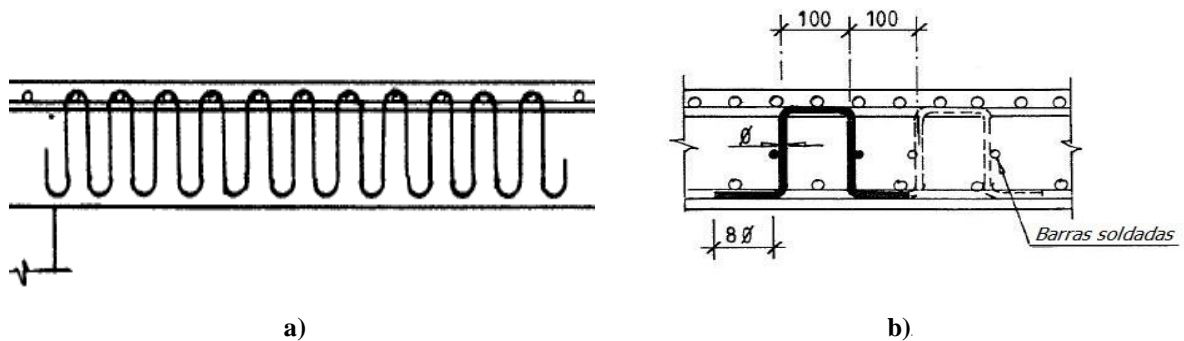
Figura 2.10 -Armadura externa tipo estribo fechado convencional.



Fonte: Figueiredo Filho (1989)

Quanto as armaduras internas, podem ser citados estudos desenvolvidos em estribos ancorados, seja somente em uma das faces das armaduras de flexão (zona de compressão ou zona de tração), conforme verificados por Kinnunen, Nylander e Tolf (1980), Broms (1990) e Chana (1993) ou ausentes de ancoragem, de acordo com pesquisas realizadas por Yamada, Nanni e Endo (1992) e Pilakoutas e Li (1997), ilustrados na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Armaduras internas: a) Pesquisa feita por Broms (1990). b) Pesquisa feita por Pilakoutas e Li (1997)

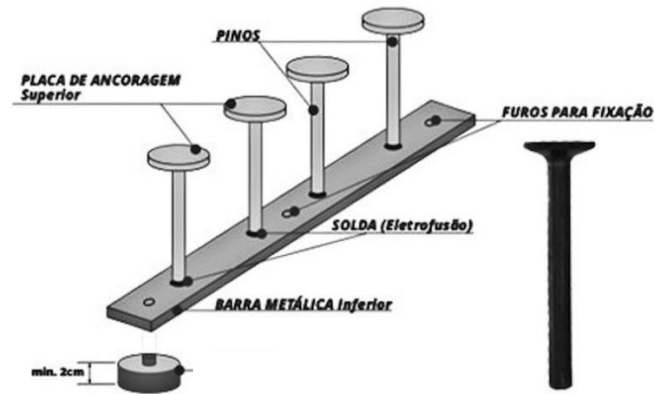


Fonte: adaptado de Regan (2000)

De Corte e Boel (2013) afirmam que a dobra e a instalação dos estribos consomem um maior tempo e contribuem para o aumento dos custos finais. Dessa maneira, os autores testaram a viabilidade de substituição de estribos convencionais por espirais contínuas, e os resultados encontrados são em grandes partes favoráveis a substituição. Pesquisas comparativas em vigas de concreto armado foram desenvolvidas por Karayannis *et al.* (2005), indicaram um aspecto favorável da resistência ao cisalhamento por estribos em formatos espirais. Além das vantagens citadas, essa disposição dos estribos é favorável para o aumento da resistência em efeitos sísmicos.

Além dos estribos convencionais, novos conceitos e modelos já estão sendo estudados e utilizados, um exemplo, é o mecanismo tipo pino ou *studs*, que possuem forte direcionamento para a resistência à punção, aumentando consideravelmente sua capacidade de ancoragem. Conforme Soltani *et al.* (2016), os sistemas de *studs* são armaduras de cisalhamento que consistem em barras de aço com fatias circulares em suas extremidades, soldadas a um trilho de base de aço, como apresentando na Figura 2.12.

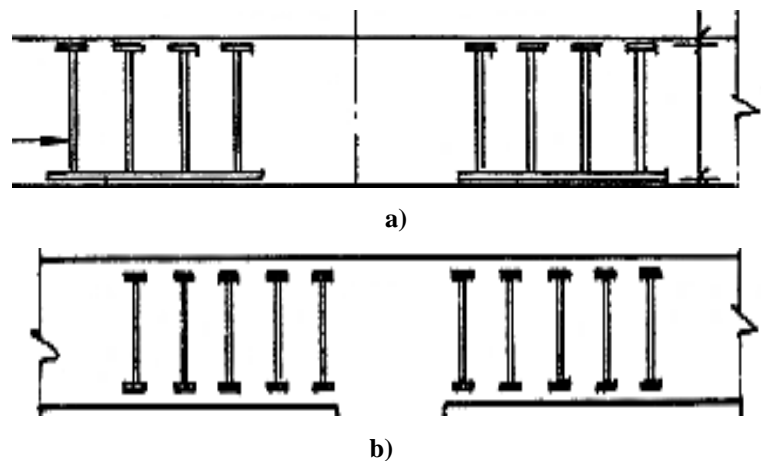
Figura 2.12 - Sistema de *studs*.



Fonte: Figueiredo Filho (1989).

Os *studs* podem ser do tipo fatias circulares de aço individuais em trilhos, Figura 2.13 a, ou *studs* com fatias circulares em ambas as extremidades, Figura 2.13b. Esse tipo de armadura é comumente adotado para o aprimoramento da resistência ao cisalhamento bidirecional, ou punção, conforme estudos realizados por Gomes e Andrade (1995) e Regan e Samadian (2001).

Figura 2.13 -Tipos de *studs*.



Fonte: Regan (2000)

Quanto a viabilidade dos *studs* em vigas de concreto armado, pesquisas realizadas por Lubell *et al.* (2009) investigaram a eficiência de *studs* para a contribuição no aumento da resistência ao cisalhamento unidirecional e concluíram que membros estruturais providos de uma quantidade suficiente de *studs* podem atender a carregamentos e grandes deformações, associados a um comportamento flexível dúctil após ruptura.

Yang *et al.* (2010) testou dois espécimes, o primeiro com o sistema de *studs* e o outro com estribos convencionais fechados. O sistema com *studs* mostrou 64% maior capacidade de resistência ao cisalhamento que os estribos convencionais. A redução da resistência do estribo convencional em relação ao *stud* foi explicada pela perda de ancoragem na última série de carregamento.

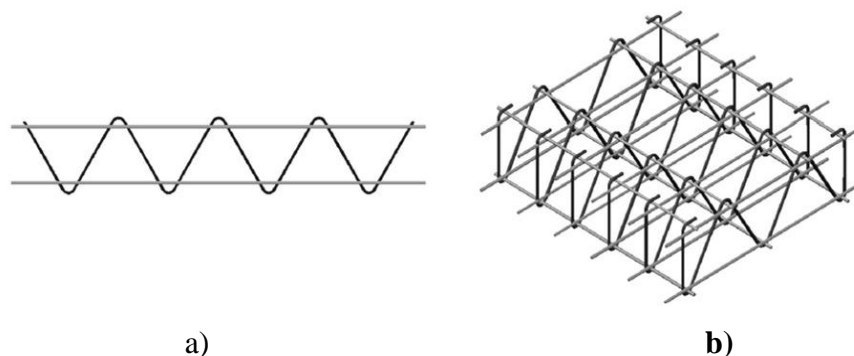
Um outro tipo de armadura citado por Pilakoutas e Li (2003) são as gaiolas de armaduras pré-fabricadas, as quais se apresentam como uma alternativa mais econômica e prática que os estribos convencionais. Nesse sentido, uma possibilidade de armadura de cisalhamento foi introduzida por Ferreira *et al.* (2016), denominado estribo *W*.

2.3.1 Pesquisas atuais na área exemplos de aplicação do estribo *W*.

As pesquisas mais frequentes no campo de estudo do cisalhamento estão ligadas ao uso e aplicação de armaduras transversais em lajes de concreto armado, de forma a resistir aos efeitos da punção. Para combater esse efeito, o contato da laje com o pilar deve ser aumentado e reforçado, o que em geral é feito com o aumento da quantidade de aço e da espessura da laje apenas nesse ponto, criando capitel sobre o pilar. É nesse reforço que os estudos são focados, especificamente no processo de ancoragem entre esses dois elementos estruturais. Ferreira *et al.* (2016) afirma que existem poucas evidências de pesquisas experimentais disponíveis na área, como é o caso de Yamada *et al.* (1992), Gomes e Andrade (1995).

Ferreira *et al.* (2016) desenvolveu 8 testes em vigas de concreto armado com um novo tipo de armadura para reforço interno, denominada de estribo *W*, que consiste em gaiolas pré-fabricadas com diferentes camadas, conforme apresentado na Figura 2.14.

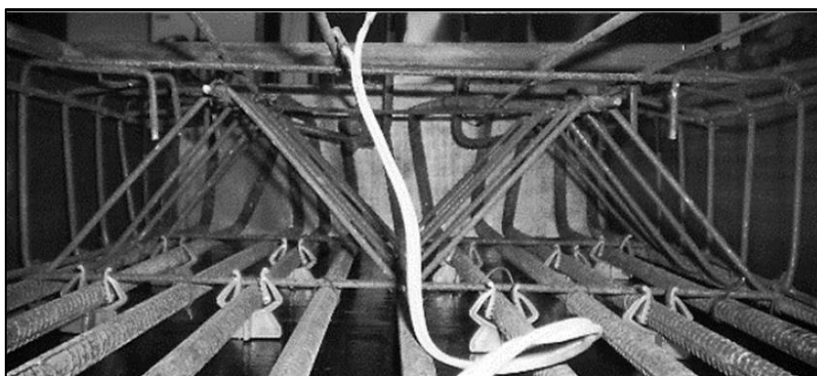
Figura 2.14 - Armadura de cisalhamento tipo W stirrups. a) Treliças individuais em W. b) Gaiola pré-fabricada.



Fonte: Ferreira (2016)

O modelo desenvolvido por Ferreira *et al.* (2016) apresenta inclinações ao longo da armadura com o propósito de proporcionar a vantagem construtiva aliada a aumento da resistência ao cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 - Estribo W proposto por Ferreira *et al.* (2016)



Fonte: Ferreira (2016)

Os autores constataram que a armadura de cisalhamento interna tipo W apresentou respostas similares a resistência ao cisalhamento provida pelos estribos convencionais, com incremento de 84% em resistência. Todavia, afirmam a importância de outras pesquisas para o aperfeiçoamento da técnica e garantia da eficiência quanto armadura de cisalhamento em conexões pilar-viga.

Durante os ensaios as características dos feixes largos testados foram definidos para simular as faixas de coluna em edifícios de laje plana, sendo estes ensaios comparados no que é descrito teoricamente pelas normas ACI 318 (2014), pelo EUROCODE 2 (2004) pela norma NBR 6118 (2014).

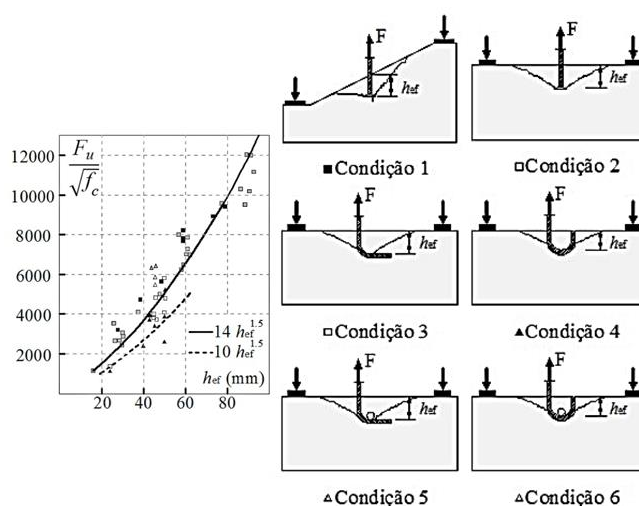
2.4 INFLUÊNCIA DA ANCORAGEM NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A suposição básica para o dimensionamento do concreto armado é evitar a deslizamento das barras em relação ao concreto ao redor. Assim, segundo McCormac e Brown (2014) aço e concreto devem trabalhar em conjunto, com aderência, de modo que atuem como uma unidade. A ausência de aderência entre os dois materiais, ou falta de ancoragem nas extremidades, pode ocasionar o arrancamento da barra do concreto. Conseqüentemente, a viga de concreto armado agirá como um membro estrutural sem armadura e poderá estar suscetível ao colapso frágil logo que o concreto fissurar.

De acordo com a NBR 6118 (2014), a ancoragem de uma barra de aço pode ser feita pela aderência entre o concreto e a barra, por dispositivos mecânicos, ou pela combinação de ambos. De forma a proporcionar a ancoragem, pode-se utilizar barras de aço dobradas a 90°, 135° ou 180°, barras transversais soldadas, ancoragem mecânica por meio de dispositivos com cabeças, além da combinação de todos esses elementos.

De forma a obter resultados detalhados sobre os diferentes mecanismos de ancoragem, Regan (2000) desenvolveu ensaios de arrancamento em seis diferentes condições de ancoragem, sendo estes conectores de aço com cabeça e barras dobradas com ângulos de 90° e 180°, apresentado na Figura 2.16.

Figura 2.16-Arrancamento de barras embutidas no concreto.



Fonte: Regan (2000)

Na condição 1, arrancou-se um conector de aço *stud* de uma superfície inclinada a 60°, de forma a simular a ruptura a punção, enquanto que na condição 2 os conectores de aço foram

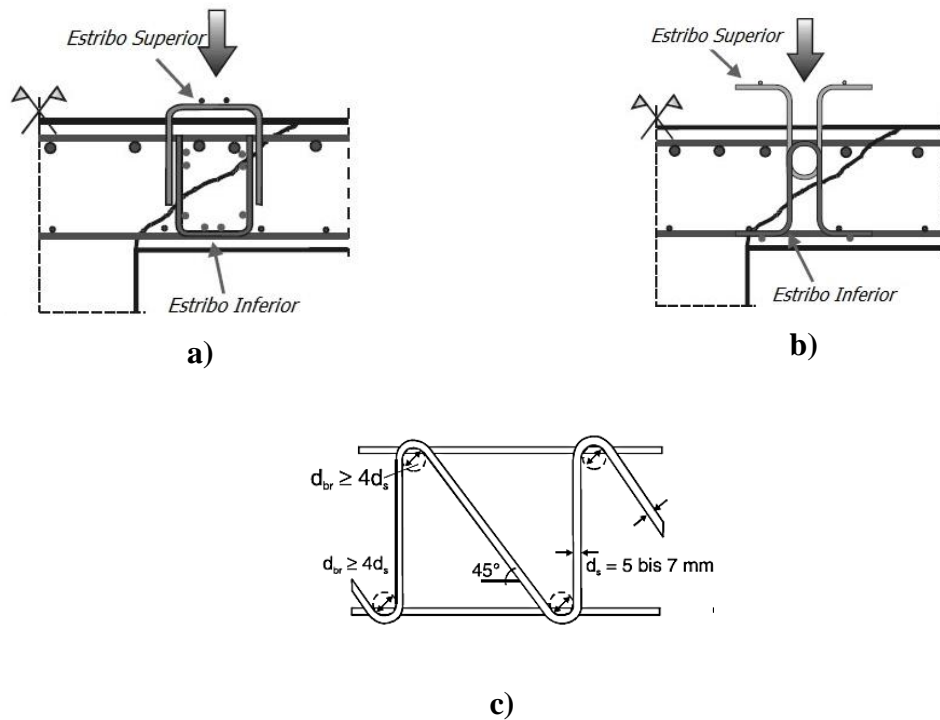
ensaiados em uma superfície reta. Nas condições 3 e 4 foram realizados ensaios com barras dobradas nos ângulos 90° e 180° , respectivamente, em superfícies retas e por fim as condições 5 e 6 próximas as condições anteriores, porém apresentaram a existência de barras horizontais as quais eram envolvidas pelas barras de aço.

Por meio dos dados apresentados na Figura 2.16, a pesquisa indicou que as condições 1, 2, 5 e 6 seguem a mesma tendência de resistência acima da média, enquanto que as condições com barras dobradas sem a barra horizontal obtiveram resistência menores. O resultado obtido então justifica as recomendações normativas de ancoragem da armadura de cisalhamento a armadura longitudinal. Além da utilização da carga última como critério de verificação da ancoragem, Regan (2000) afirma que é importante considerar também o escorregamento da armadura, pois esse fator, quando não controlado, pode ocasionar a abertura na fissura, o que tende a reduzir a resistência do concreto ao cisalhamento.

Beutel e Hegger (2002) realizaram análises computacionais não-lineares em diferentes situações de ancoragem, de forma a analisar qualitativamente o escorregamento da armadura. Assim, o modelo *A* reproduziu o modelo de uma barra reta sendo arrancada do concreto, enquanto que o modelo *B* simulou uma barra com uma dobra de 90° abrangendo uma armadura de flexão. Os modelos *C* e *D* representaram barras com dobras de 180° , sem e com o envolvimento da barra horizontal, respectivamente. Em contrapartida, os modelos *E*, *F* e *G* dizem respeito a situações de soldagem das barras horizontais as barras arrancadas. Por fim, o modelo *H*, o qual simulou uma armadura de ancoragem mecânica, ou seja, com cabeça de diâmetro três vezes maior que o diâmetro da barra. As análises realizadas por Beutel e Hegger (2002) são apresentadas na Figura 2.17.

De acordo com o gráfico escorregamento da ancoragem \times tensão no aço, descritos por Beutel e Hegger (2002), foi possível observar que a barra reta modelo *A*, obteve a menor rigidez ao escorregamento, como prevista. Os modelos *B* e *C* alcançaram a mesma rigidez e o modelo *D* atingiu a máxima tensão do aço com dobra de 180° .

Figura 2.18 - Modelos de ancoragem diferentes.



Fonte: adaptado Beutel e Hegger (2002)

Armaduras pré-fabricadas, tais como barras transversais soldadas, Figura 2.18c, diferentemente, são montadas entre as camadas de armaduras de flexão. Assim, o posicionamento das barras de flexão não depende do arranjo da armadura de cisalhamento, o que contribui diretamente para a redução do tempo de montagem das armaduras em campo.

2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

As recomendações normativas são apresentadas por três diferentes normas, ACI 318 (2014), pelo EUROCODE 2 (2004) pela norma NBR 6118 (2014), para o cisalhamento unidirecional, flexão e ancoragem de elementos de concreto armado.

2.5.1 Eurocode 2 (2004)

A Eurocode 2 (2004) recomenda a utilização da Equação 2.1 – para o cálculo da resistência ao cisalhamento unidirecional de elementos de concreto sem armadura transversal.

$$V_{R,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left((0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3}) \right) \cdot b_w \cdot d \\ 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad (2.1)$$

Onde:

$V_{R,C}$ é a resistência ao cisalhamento contribuição do concreto

k considera a redução da resistência ao cisalhamento devido ao efeito de escala e calculado

$$\text{por } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0;$$

ρ_l é a parcela referente à taxa de armadura longitudinal, que contribui para a resistência de uma viga ao cisalhamento tanto pelo efeito pino, como pela contenção da fissuração da peça,

favorecendo os mecanismos apresentados anteriormente, e calculado por $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 2.0$,

sendo:

A_{sl} a área de aço transversal da viga;

f_c é a resistência à compressão do concreto;

b_w é a largura da viga;

d a altura útil da peça.

A Equação 2.2 mostra a estimativa de resistência de vigas armadas aos esforços cisalhantes, ainda pela Eurocode 2 (2004), que esta relacionada com a resistência de uma ruptura dentro da região das armaduras, sendo que este valor não pode ser maior que o valor da Equação 3.3, que diz respeito a resistência máxima ao cisalhamento, quando ocorre a ruptura da biela próximo da aplicação de carga.

$$V_{R,cs} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \\ V_{R,c} \end{array} \right. \quad (2.2)$$

Onde:

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

s é o espaçamento entre as camadas de armadura transversal;

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

α é o ângulo entre a armadura transversal e a longitudinal.

$$V_{R,max} = \frac{0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_c \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.3)$$

Onde:

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

O Eurocode 2 (2004) permite que a variação do ângulo de inclinação da biela para o dimensionamento, ele sugere ainda que para a verificação da resistência sejam igualadas resistências oriundas das equações 2.2 e 2.3, de modo que se obtenha o ângulo a ser utilizado para este fim. Portanto, a Equação 2.4 apresenta o resultado desse método.

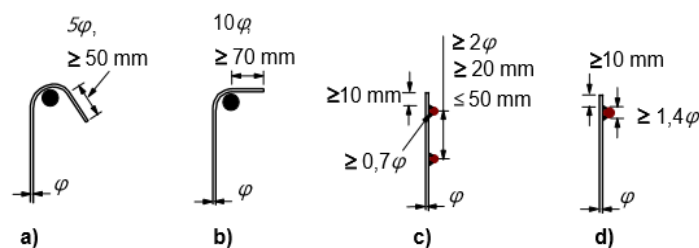
$$\cot\theta = \sqrt{\frac{b_w s v_1 f_c}{A_{sw} f_{yd} \sin\alpha}} \quad (2.4)$$

Onde:

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço, recomendada pelo EC2 como $0,8f_{ys}$, que é a tensão de escoamento no ensaio de caracterização do aço.

Vale ressaltar ainda, as recomendações sobre ancoragem das armaduras transversais, apresentados neste documento, quando estribos, seja externa, como apresentado no casos *A* e *B* da Figura 2.19, ou ainda por meio de solda em barras longitudinais, como nos casos *C* e *D* da mesma Figura.

Figura 2.19 -Ancoragem das armaduras transversais.



Fonte: Eurocode (2002)

2.5.2 NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) por sua vez, apresenta dois modelos de cálculo para estimar a resistência aos esforços cisalhantes em uma direção de elementos de concreto armado. Ambos os modelos levam em conta que a resistência ao cisalhamento de elementos armados transversalmente ($V_{R,cs}$) é dada pela somatória de uma parcela de contribuição do concreto ($V_{R,c}$) e outra do aço ($V_{R,s}$), como mostram as equações 2.5 e 2.9. O modelo *I* da NBR 6118

(2014) assume a inclinação da biela igual a 45° , assim como também, recomenda a utilização das equações 2.6 e 2.7 para o cálculo das parcelas que contribuem, do concreto e do aço, respectivamente, e ainda limita a resistência máxima ao cisalhamento pela Equação 2.8.

$$V_{R,cs I} = V_{R,c I} + V_{R,s I} \quad (2.5)$$

$$V_{R,c I} = V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctk,inf} \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

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

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

Onde:

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

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, definida para concretos com resistência de no máximo 50 MPa, calculada por $f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$;

$f_{ywd} = \min \{ f_{yw} ; 500 \text{ MPa} \}$ é a tensão de escoamento da armadura transversal.

Ainda na NBR 6118 (2014) é considerado no Modelo II os efeitos de fissuração diagonal, que na prática reduz a inclinação de biela, conseqüentemente, reduz também contribuição do concreto ($V_{r,cII}$). Em relação a isso a norma brasileira permite que se varie o ângulo de inclinação da biela entre 30° e 45° , somente quando o valor do concreto for calculado pela Equação 3.10. Nesse caso, a contribuição do concreto é uma função da força aplicada (V_{sd}), que é obtida por meio de um processo iterativo. A contribuição das armaduras transversais ($V_{R,sII}$) é calculada pela Equação 2.11 e a resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,max}$) pela Equação 2.12.

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

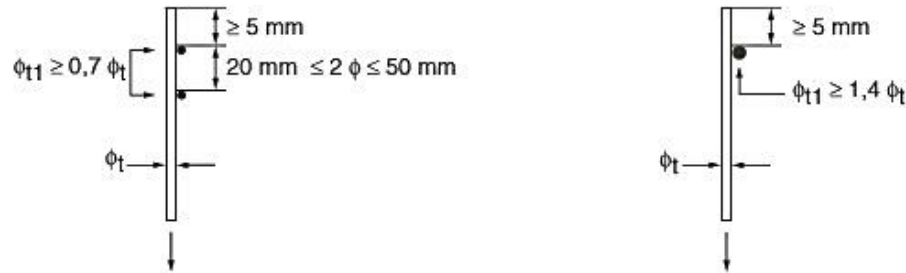
$$V_{R,c II} = V_{c0} \cdot \frac{V_{R,max II} - V_{sd}}{V_{R,max II} - V_{c0}} \leq V_{c0} \quad (2.10)$$

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

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

Da mesma forma que a Eucode 2 (2004), a norma brasileira recomenda que os estribos sejam ancorados às barras de flexão, ou ainda por meio de barras soldadas transversalmente, a esses estribos, respeitando os limites apresentados na Figura 2.20.

Figura 2.20 - Ancoragem por meio de solda dos estribos.



Fonte: NBR 6118 (2014).

2.5.3 ACI 318 (2014)

Já o modelo de cálculo recomendado pelo ACI 318 (2014) assume um ângulo fixo para inclinação da biela 45° . A resistência ao cisalhamento unidirecional de elementos de concreto arma do sem esforço é obtida através da Equação 2.13, onde M e V são o momento e cisalhamento aplicados na seção, sendo que nessa equação o termo $\sqrt{f_c}$ não deve ultrapassar 8,3 MPa.

$$V_{R,c} = \left(0,16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_l \cdot \frac{V \cdot d}{M} \right) b_w \cdot d \leq 0,29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.13)$$

É assumido ainda por essa recomendação, que para a maioria dos casos de dimensionamento, o termo $(\rho_l \cdot V \cdot d) / M$ pode ser tomado como, onde λ adotado igual a 1 para concretos convencionais. A Equação 2.14 apresenta uma simplificação da equação 2.13 por meio dessa consideração do ACI 318 (2014).

$$V_{R,c} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.14)$$

Para peças de concreto armado com armadura transversal, a resistência ao cisalhamento ($V_{R,cs}$) é calculada pela Equação 2.15, e definida pela soma das contribuições do concreto ($V_{R,c}$) e do aço ($V_{R,s}$), sendo esta última parcela obtida pela Equação 2.16, onde f_{yw} é

a tensão de escoamento dos estribos, limitada a 420 MPa. A resistência máxima ao cisalhamento é calculada pela Equação 2.17.

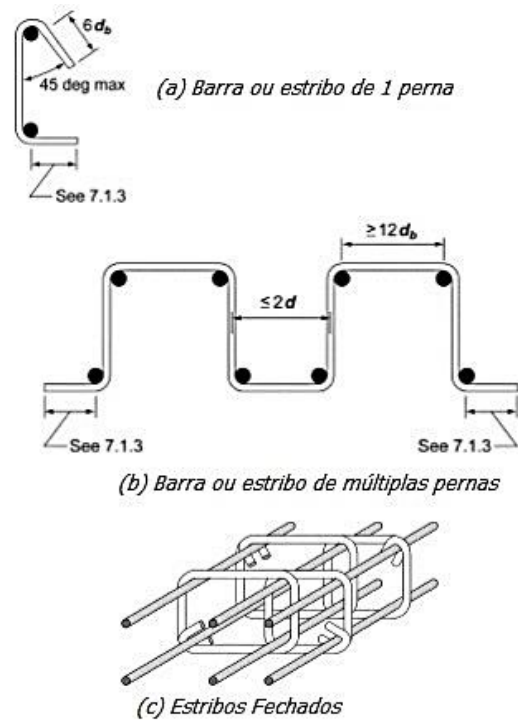
$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s} \quad (2.15)$$

$$V_{R,s} = \left(\frac{d}{s} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.16)$$

$$V_{R,max} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.17)$$

Já que diz respeito à ancoragem das armaduras transversais, a norma americana recomenda, assim como as duas anteriores supracitadas, que os estribos envolvam as barras de flexão, como na Figura 2.21, e no caso de *studs*, que os mesmos atinjam a altura das barras superiores de flexão.

Figura 2.21- Ancoragem das armaduras transversais



Fonte: adaptado de ACI 318 (2014)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Com o objetivo de analisar experimentalmente diferentes tipos de armaduras, entre elas o teste de um novo elemento, contra os esforços cisalhantes direto em vigas de concreto armado, e ainda suas contribuições para a ancoragem na resistência ao cisalhamento unidirecional, foram ensaiadas 5 vigas de concreto armado, sendo uma delas a peça de referência e as outras armadas de forma a apresentar cinco variáveis distintas entre si, consistindo em espaçamento, taxa e tipos de armaduras.

Nos experimentos, foram medidas os deslocamentos nas vigas e as deformações sofridas pelas diferentes armaduras analisadas, estribo W , conectores de aço (*studs*) e os estribos convencionais fechados. As principais considerações desse trabalho foram realizadas por meio da avaliação individual dos comportamentos estruturais, padrões de fissuração e consequentes das vigas, assim como também coletivo, quando comparadas entre si, sempre observando as recomendações normativas vigentes.

Neste capítulo são apresentados os detalhes referentes ao dimensionamento, detalhamento, instrumentação, sistema de ensaio, leituras de deformações, e processos executivos dos espécimes, bem como materiais utilizados na concretagem e informações relacionadas a seus ensaios de caracterização.

3.1 DESCRIÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Foram testadas cinco vigas de concreto armada com dimensões de (500 x 210 x 2050) mm, sendo que uma delas é a viga de referência e não possui armadura de cisalhamento. Nas demais vigas foram acrescentadas armaduras transversais, sendo estas armaduras as principais variáveis de ensaio, afim de analisar a resistência peça aos esforços cisalhantes, quando comparadas com viga de referência.

As nomenclaturas das vigas obedeceram a configuração A – B – C, onde:

A: representa o tipo de armadura de cisalhamento, as quais podem ser tipo R para a viga de referência; tipo C para estribos convencionais verticais fechados; tipo S conectores de aço com trilho *studs*; e tipo W e Wd para os estribos internos W para as vigas W .

B: retrata a relação a/d , no qual todos as amostras apresentam $a/d > 2$ o que as classificam como vigas esbeltas;

C: refere a taxa de armadura transversal da peça.

A Tabela 3.1 ilustra o conjunto de vigas testadas e suas características. Destaca-se ainda, que os ensaios foram idealizados de modo a complementar o trabalho desenvolvido por Ferreira *et al.* (2016).

Tabela 3.1- Características das vigas a serem ensaiadas.

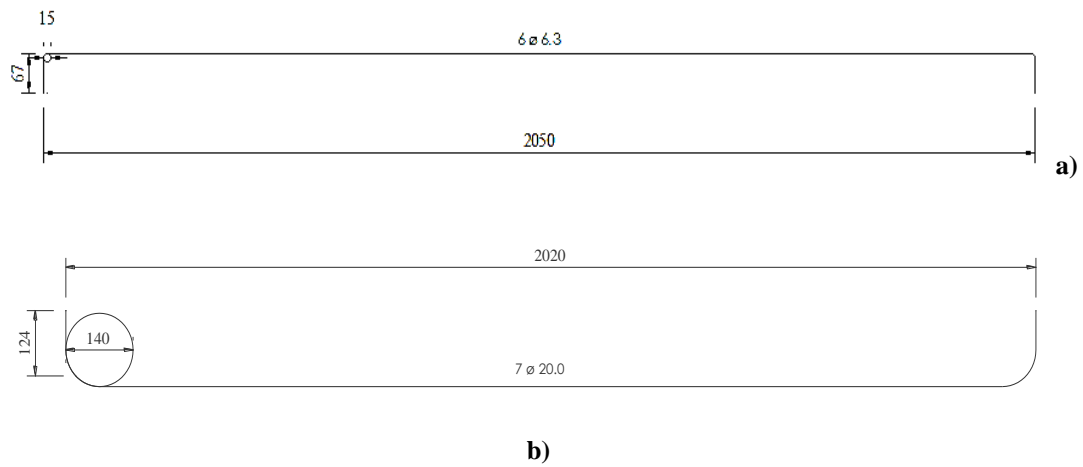
Séries	Viga	Dados da Armadura de Cisalhamento					
		Φ_w (mm)	Nº	A_{sw} (mm ²)	S (mm)	ρ_w (%)	f_{yw} (MPa)
1ª	R-3.5	-	-	-	-	-	-
	C-3.5-0.16	5.0	6	117.8	150	0.16	500
	S-3.5-0.16	8.0	2	100.5	125		
	W-3.5-0.17	5.0	6.3	124.3	150	0.17	
	Wd-3.5-0.17						
Obs.: $b_w = 500\text{mm}$; $h = 210\text{mm}$; $a/d = 3.5$; $A_s = 2198.0\text{mm}^2$; $f_c = 30\text{ MPa}$; $f_{ys} = 550\text{ MPa}$; $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$							

3.1.1 Características geométricas

Algumas das características das vigas foram mantidas constantes, como é o caso da geometria e das armaduras de flexão, assim, estas últimas, não viriam interferir nas análises de influência das armaduras transversais, a Figura 3.1 mostra o detalhamento da armadura de flexão. Elas também foram dimensionadas de modo a possibilitar rupturas por cisalhamento, permitindo uma relação a/d de aproximadamente 3,5, esperando assim que o efeito arco influenciasse pouco no comportamento das peças, para que as armaduras transversais fossem solicitadas, o que possibilitou uma comparação com os testes realizados por FERREIRA *et al.* (2016).

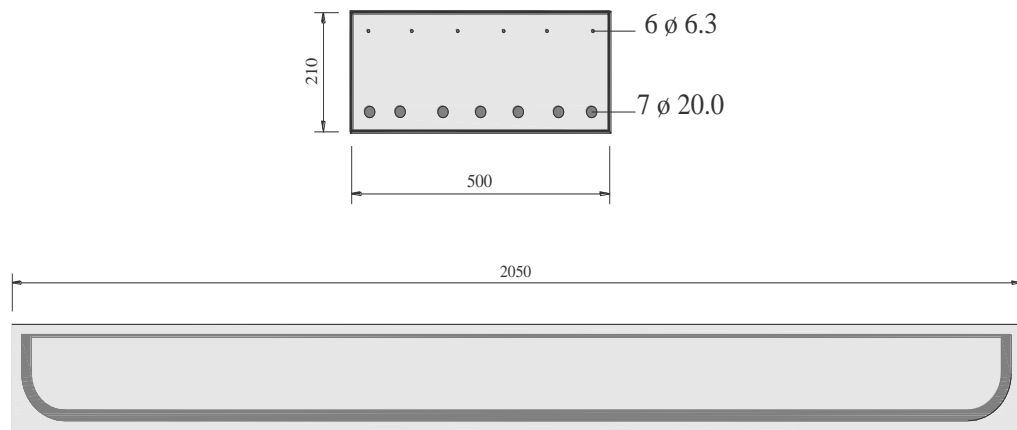
As vigas foram dimensionadas para não romperem por flexão, exemplificado pelo uso de barras de 20mm na armadura longitudinal. Nos cálculos realizados as armaduras sofreram majoração de aproximadamente 20 KN em cada peça, o que induziu que todas ficassem suscetíveis aos esforços de cisalhamento. Esta medida foi tomada com o intuito de avaliar com melhor precisão, o comportamento das armaduras transversais.

Figura 3.1-Detalhamento armadura de flexão. a) Armadura de flexão superior. b) armadura de flexão inferior.



As vigas possuem altura (h) de 210 mm, largura (b_w) de 500 mm e comprimento de 2050 mm. As armaduras de flexão na parte inferior das peças são compostas por 7 barras com 20 diâmetro, e na parte superior compostas por 6 barras com 6,3 mm de diâmetro. A Figura 3.2 apresenta a seção transversal contendo somente as armaduras de flexão, bem como uma vista lateral da mesma situação das vigas.

Figura 3.2- Geometria e armadura de flexão das vigas.

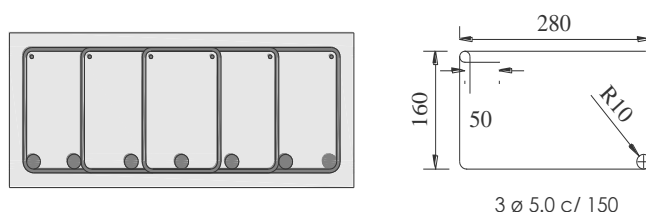


3.2 DESCRIÇÃO ARMADURA DE CISALHAMENTO

Nesta pesquisa, para o total de 4 tipos de vigas, foram estabelecidos três diferentes tipos de armadura transversais a serem testados: estribos convencionais verticais fechados para

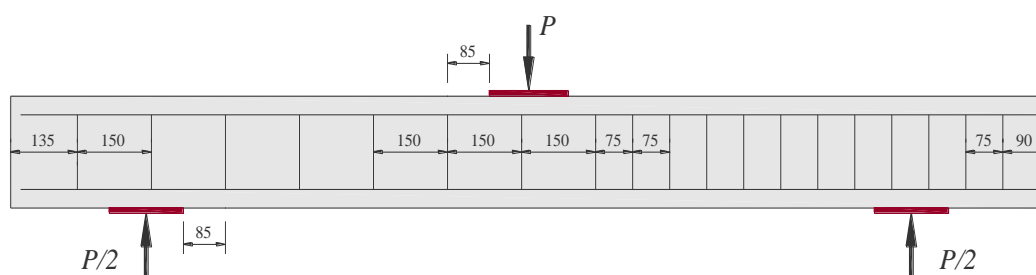
as vigas tipo *C*, tipo *S* e estribos internos tipo *W*. Os estribos *W*, apresentam uma subclassificação *Wd*, a qual retrata a utilização de ganchos como técnica para melhorar a ancoragem e combater a delaminação. A seção transversal da viga C- 3.5-0.16 será representada na Figura 3.3.

Figura 3.3-Seção transversal da viga C-3.5-0.16.



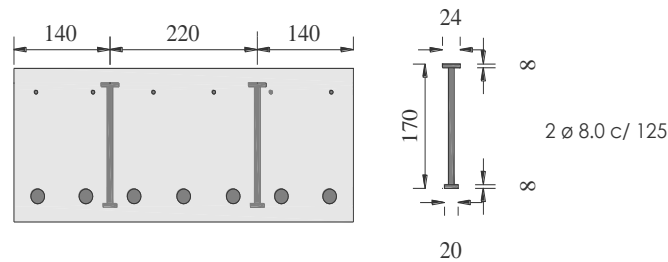
A viga C-3.5-0.16 é constituída por três estribos fechados, os quais envolvem as armaduras de flexão superiores e inferiores conferindo a ancoragem de acordo com o recomendado pela NBR 6118 (2014). As dimensões das dobras e comprimentos de ancoragem, da mesma forma, foram dimensionadas de acordo com as recomendações da norma. Os estribos triplos somam um total de 6 barras verticais, com uma área de aço por camada equivalente a 117,8mm². A distribuição longitudinal dessa armadura é constatada na Figura 3.4, onde é possível notar que as camadas de armadura estão espaçadas diferentemente ao longo da viga. Em uma parte, tem-se o espaçamento de 150mm e no outro lado de 75mm.

Figura 3.4- Vista lateral da viga C-3.5-0.16.



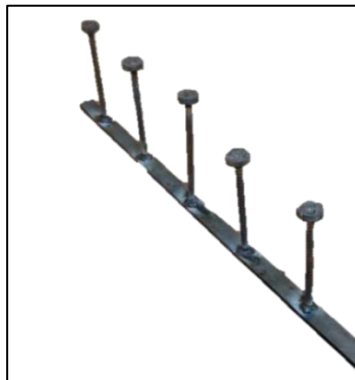
O contraste no espaçamento se deve ao intuito de garantir a ruptura da parcela armada, de forma a proporcionar o controle e observação do comportamento de apenas uma parte da viga durante o ensaio. A viga S-3.5-0.16 é formada por conectores de aço em trilhos, *stud rails*, configurando duas peças por camada e uma área total de aço de 100,5 mm², conforme apresentando na Figura 3.5.

Figura 3.5-Seção transversal da viga S-3.5-0.16



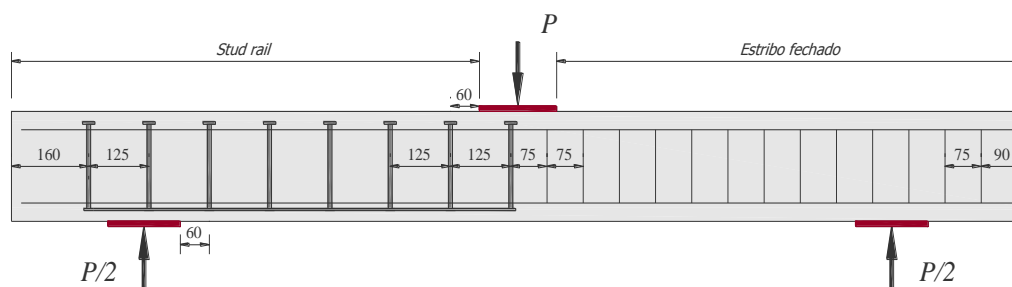
Os *studs* foram fabricados de acordo com as recomendações da ACI 421.1R-08 (2008), empregando-se solda tipo bisel para conectar as barras de 8 mm de diâmetro tanto às cabeças de 24 mm de diâmetro em uma extremidade quanto ao trilho de chapa de aço na outra extremidade. A altura foi dimensionada de forma a manter a mesma daquela designadas aos estribos convencionais, sendo que o corte e a solda dos *studs* foram realizadas no laboratório de mecânica (LEM) da UFPA no campus Tucuruí. A Figura 3.6 apresenta o modelo desenvolvido.

Figura 3.6-Conectores de aço fabricados no UFPA.



Os *studs* foram agrupados em trilhos contendo 8 peças individuais espaçados a cada 125mm, como mostra a Figura 3.7, com o objetivo de manter a mesma taxa de armadura calculada para a viga C-3.5-0.16 descrita anteriormente. A outra parcela da viga S-3.5-0.16 é constituída de estribos convencionais espaçados a cada 75mm, configurando a parte mais armada da viga, com intuito garantir a ruptura na parcela compostas pelos *stud rails*.

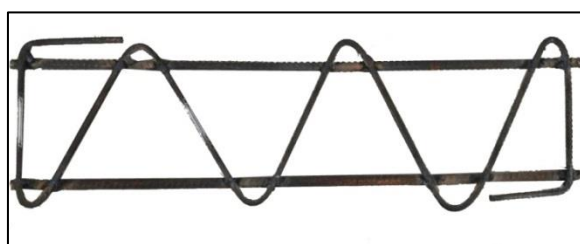
Figura 3.7-Vista lateral da viga S-3.5-0.16



A viga W-3.5-0.17 baseou-se no programa experimental desenvolvido por Ferreira *et al.* (2016), no qual foram realizados testes em 4 amostras do estribo W em vigas faixa, utilizando como variáveis inclinações da armadura (90° e 45°), dimensões das vigas e relação a/d .

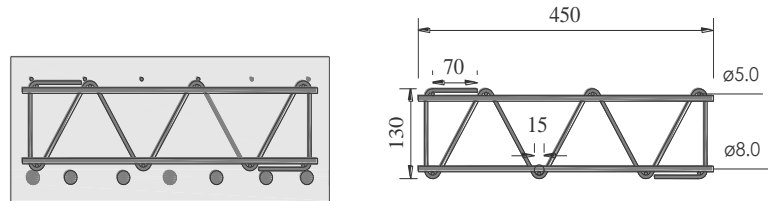
A partir do estudo evidenciou-se que seria possível aperfeiçoar o modelo desenvolvido por Ferreira *et al.* (2016), visto que a inclinação das pernas do centro é de 45° o que resultava em uma armadura com taxa de aço menor se comparada ao mesmo estribo com todas pernas verticais. Nesse sentido, sugeriu-se um novo modelo para o estribo W por meio da modificação dos ângulos das pernas centrais para 60° , possibilitando a inserção de nova perna inclinada, conforme apresentado a Figura 3.8.

Figura 3.8--Estribo W fabricado para pesquisa.



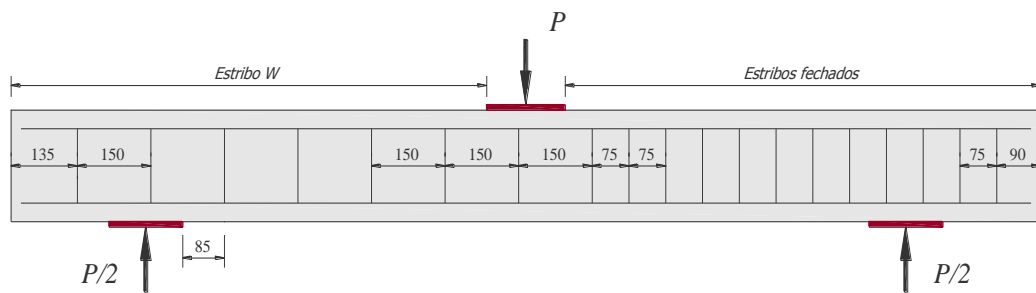
O novo modelo proposto, possibilitou o aumento do número de pernas equivalentes às verticais de 4,8 para 6,3 e substituiu barras com diâmetros de 4,2mm para 5mm. Além disso, adicionou-se duas barras transversais soldadas de 8mm às extremidades do estribo, como forma de favorecer a ancoragem da armadura, de acordo com as recomendações da NBR 6118 (2014) e EUROCODE 2 (2004). A seção transversal da viga W-3.5-0.17 apresenta área de aço de $124,3 \text{ mm}^2$ e detalhamento conforme apresentado na Figura 3.9.

Figura 3.9-Seção transversal da viga W-3.5-0.17



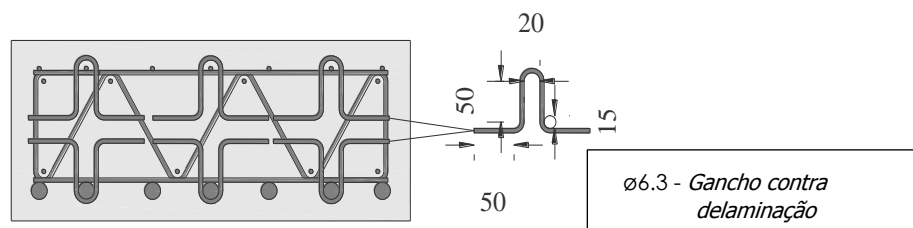
A viga W-3.5-0.17 foi dividida em duas parcelas, sendo uma parte constituída de estribos *W* espaçados a cada 150 mm e a outra montada com estribos convencionais espaçados em distancias menores, de 75 mm, para favorecer o acontecimento ruptura na parcela formada por estribos *W*, de acordo como apresentando na Figura 3.10.

Figura 3.10- Vista lateral da viga W-3.5-0.17



Os resultados obtidos por Ferreira *et al.* (2016), indicaram que as vigas esbeltas testadas apresentaram fissuras horizontais após a ruptura, o que indicava a falha por delaminação. Com objetivo de conter esse tipo de falha por meio da garantia de melhor ancoragem dos estribos as armaduras de flexão, optou-se por complementar a armadura de cisalhamento com ganchos em aço CA 50 de 6,3 mm de diâmetro. A representação da seção transversal da viga Wd-3.5-0.17 e o detalhamento dos ganchos são mostrados na Figura 3.11 a seguir.

Figura 3.11-Seção transversal da viga Wd-3.5-0.17



A viga Wd-3.5-0.17 apresenta as mesmas características de espaçamento dos estribos designados para as vigas W-3.5-0.17, conforme apresentados anteriormente na Figura 3.11.

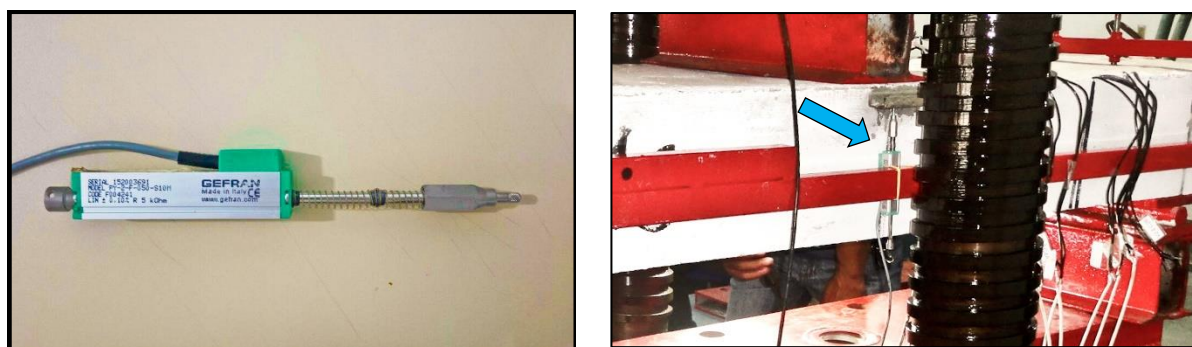
3.3 MONITORAMENTO DAS VIGAS

Com o intuito de observar o comportamento das vigas durante os ensaios, foram utilizados dispositivos denominados extensômetros, os quais verificam as deformações ocorridas tanto nas armaduras quanto no concreto. A instrumentação das vigas foi subdividida em: concreto, armadura de flexão e armadura de cisalhamento.

3.3.1 Deslocamento vertical

Na instrumentação de todas as vigas, incluindo a viga de referência, realizou-se a instalação de 1 transdutor de deslocamento linear variável (LVDT). O dispositivo tem por objetivo medir os deslocamentos verticais das vigas durante os ensaios no vão central longitudinal da viga. A instalação do dispositivo possibilita o levantamento de dados para a construção da curva carga x deslocamento e verificação do comportamento do membro estrutural. A Figura 3.12 representa o esquema de instalação dos dispositivos de deslocamento vertical.

Figura 3.12- LVDT. a) Detalhes do instrumento utilizado. b) Posicionamento no meio do vão da viga.

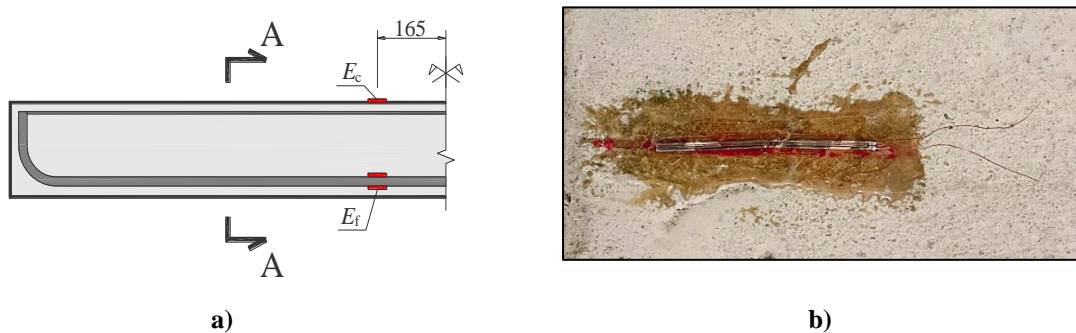


3.3.2 Concreto

A verificação das deformações na superfície das vigas foi realizada por meio da instalação de extensômetros elétricos nas faces superiores das vigas. Teoricamente, o extensômetros devem ser posicionados nos locais de deformações máximas, o qual nesse caso

seriam os meios dos vãos. Devido ao tipo de sistema de ensaios adotado, com aplicação de carga no centro do vão, os extensômetros foram posicionados próximos aos pontos de aplicação de carga, de forma a evitar a danificação do dispositivo e distorção dos resultados. A Figura 3.13a mostra o posicionamento do extensômetro E_c próximo do ponto de aplicação de carga e a Figura 3.13b representa a disposição do extensômetro durante os ensaios.

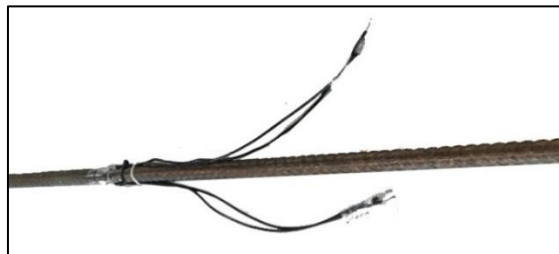
Figura 3.13 - Posicionamento do extensômetro no concreto E_c .



3.3.3 Armadura de Flexão

O monitoramento das armaduras de flexão foi realizado por meio do posicionamento de dois extensômetros elétricos de resistência (EER) em cada uma das barras centrais das vigas. O motivo para escolha de disposição dos extensômetros nas barras centrais se refere a possibilidade de caracterizar o comportamento da seção por meio do resultado médio da deformação. A Figura 3.14 mostra o posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão.

Figura 3.14- Posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão.



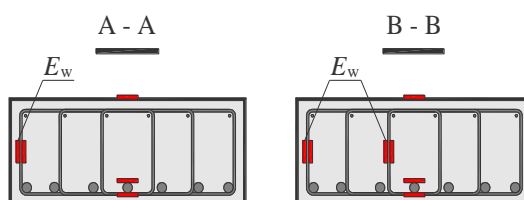
3.3.4 Armadura de Cisalhamento

Para instrumentar as armaduras transversais, preferiu-se utilizar dois EER para cada barra monitorada, sendo que todas as camadas de armaduras transversais localizadas no vão de cisalhamento efetivo foram instrumentadas, o qual diz respeito a distância do centro de aplicação da carga até os apoios. O objetivo do posicionamento em cada camada está relacionado a possibilidade de comparação da contribuição de cada camada para a resistência ao cisalhamento da seção. O cálculo do valor da deformação adotado será a média aritmética das deformações observadas e ambos os extensômetros em cada barra.

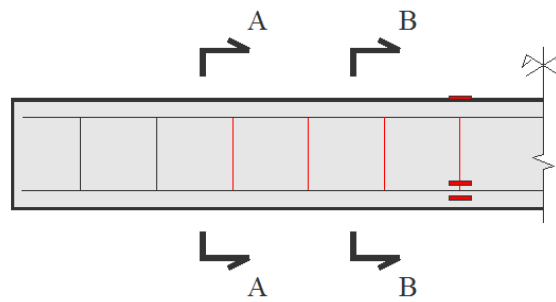
3.3.4.1 Viga tipo C-3.5-0.16

A viga tipo C-3.5-0.16 apresentou dois modelos de instrumentação, todos dispostos ao longo das quatro camadas de armadura transversal existentes no vão de cisalhamento efetivo a viga. A Figura 3.15a representa o posicionamento dos extensômetros na viga C-3.5-0.16, no qual duas camadas foram dispostas de acordo com o corte A-A, e outras duas camadas conforme corte B-B, como apresentada pela vista lateral na Figura 3.15b. A instrumentação na extremidade lateral esquerda da armadura tem o propósito de comparar as deformações ocorridas na perna vertical do estribo fechado com aquelas verificadas na armadura vertical localizada na extremidade lateral do estribo tipo W. Os extensômetros posicionados no centro da armadura tem o propósito de contrapor as diferenças de deformações suportadas sendo a barra tanto vertical quando inclinada, além de comparar níveis de deformações na extremidade e no centro da viga. A instrumentação dos estribos fechados da viga C-3.5-0.16 é ilustrado na Figura 3.16.

Figura 3.15-Instrumentação da viga C-3.5-0.16. a) Seção transversal. b) Seção longitudinal.

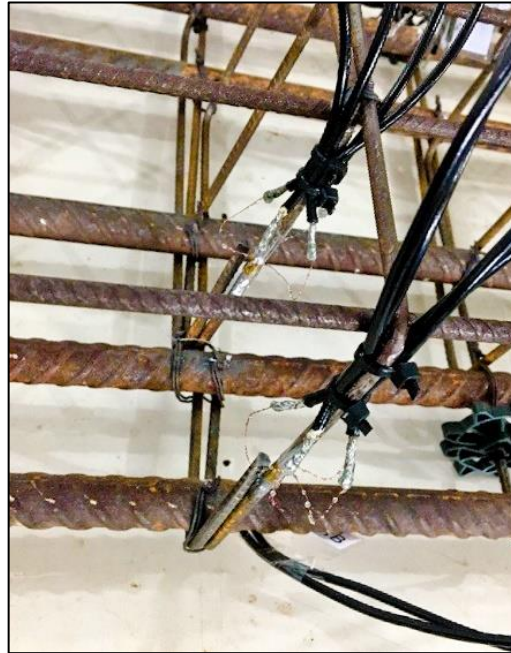


a)



b)

Figura 3.16-Posicionamento dos extensômetros nos estribos fechados



3.3.4.2 Viga tipo S-3.5-0.16

Para monitorar a viga S-3.5-0.16, posicionou-se os extensômetros nas cinco camadas de armadura transversal existentes ao longo do vão de cisalhamento efetivo da viga. Para as duas camadas próximas ao apoio, os extensômetros foram posicionados na extremidade esquerda da armadura enquanto que para as três camadas mais próximas do ponto de aplicação da carga, optou-se por instrumentar os dois *studs* existentes na camada, conforme mostrado na Figura 3.17a. A Figura 3.17b apresenta a disposição lateral das cinco camadas de *studs* instrumentadas e a Figura 3.18 mostra os *studs* durante o processo de instrumentação em laboratório.

Figura 3.17-Instrumentada da viga S-3.5-0.16. a) Seção transversal b) Seção longitudinal

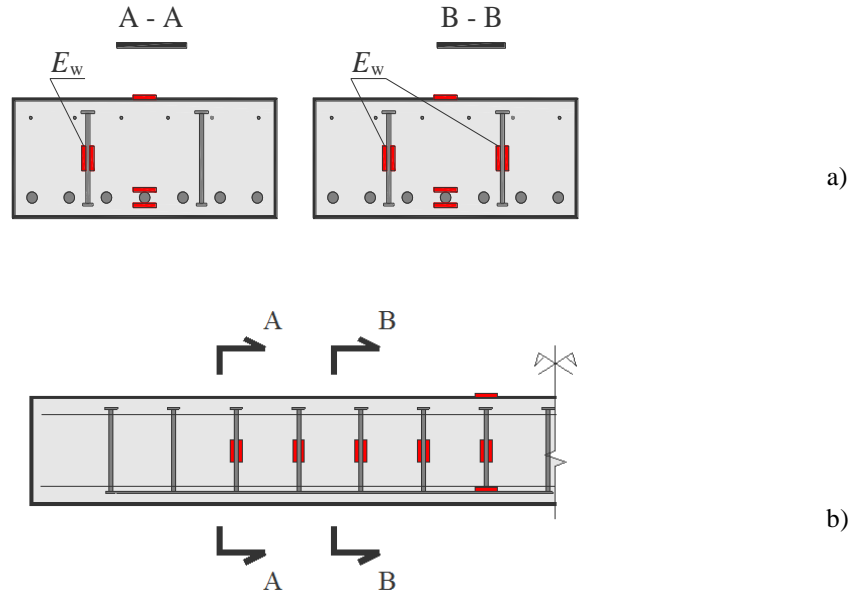
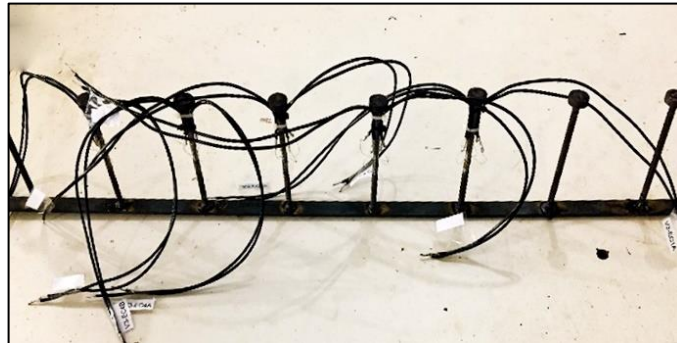


Figura 3.18-Posicionamento dos extensômetros nos conectores de aço.

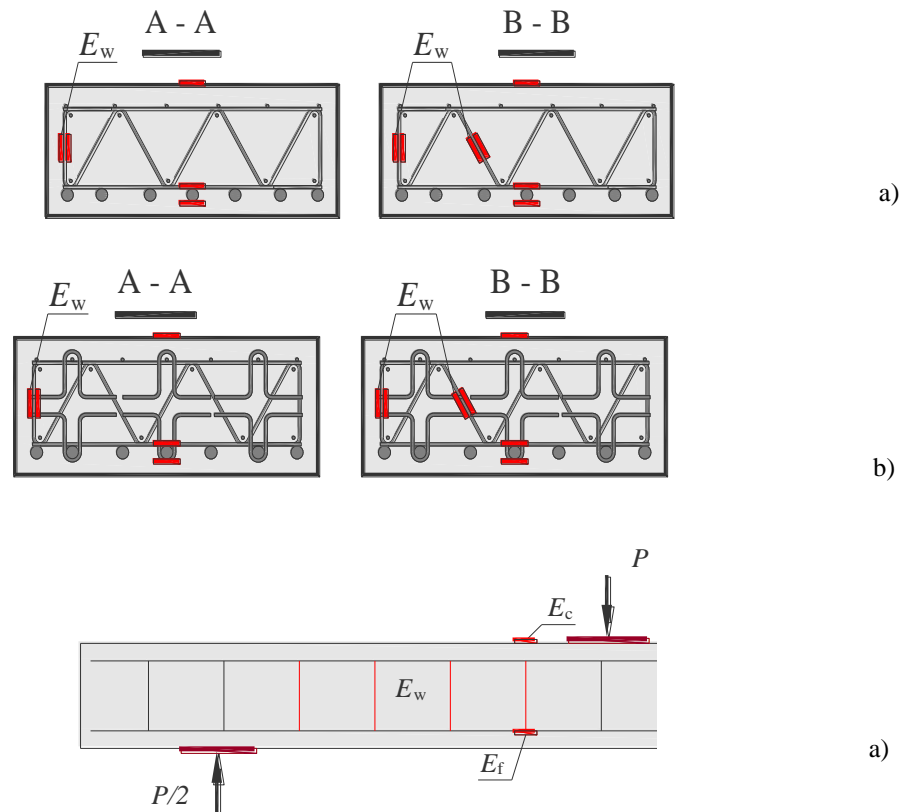


3.3.4.3 Vigas tipo W-3.5-0.17 e Wd-3.5-0.17

A vigas tipo *W* similarmente a viga tipo *C*-3.5-0.16, apresentam um total de 4 camadas instrumentadas, sendo uma barra instrumentada para duas camadas mais próximas ao apoio e duas barras instrumentadas para as camadas mais próximo do centro da viga, tanto para armaduras sem ganchos quanto aquelas com ganchos conforme mostradas nas Figuras 3.19a e 3.19b. O propósito de escolha das barras laterais se refere a possibilidade de comparação entre as deformações ocorridas entre as pernas verticais tanto dos estribos fechados e quanto dos estribos *W*. Os extensômetros posicionados na pernas inclinadas do estribo *W* permite o levantamento de dados comparativos de deformações verificadas quando

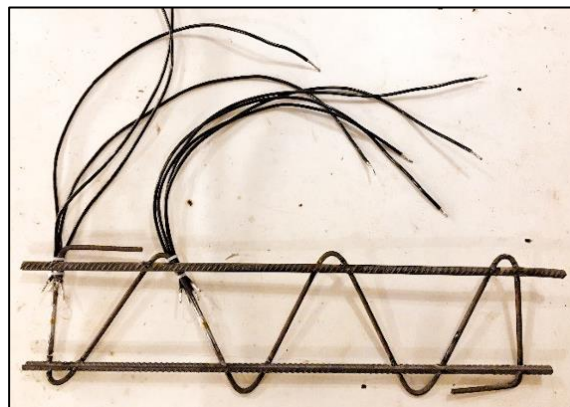
há uma diferença de angulação das pernas, neste caso entre as barras de 90° e 60°. A fixação dos extensômetros foi realizada separadamente em cada camada antes de ser inserida ao restante armadura, como apresentado na Figura 3.19c.

Figura 3.19- Instrumentação da viga tipo W. a) Seção transversal viga W-3.5-0.17. b) Seção transversal viga Wd-3.5-0.17. c) Seção longitudinal vigas estribo W.



A instrumentação das barras de aço dos estribos W são mostradas na Figura 3.20.

Figura 3.10-Posicionamento dos extensômetros nos estribos W.



3.4 SISTEMA DE ENSAIO

Para possibilitar os ensaios das vigas na prensa hidráulica (com capacidade de aplicar um carregamento máximo de 300 toneladas, monitorada pelo *Software Tesc*), do Laboratório de Engenharia Civil – LEC, do Campus da UFPA em Tucuruí, foram posicionadas três chapas de aço soldadas com as dimensões, 15 mm de espessura, seção transversal de (388 x 70) mm e 1700 mm de comprimento cada, que funcionam como chapas de reação das vigas. Antecipadamente essas peças foram testadas, onde pôde ser constatado que a resistência foi suficiente, quando aplicada a carga de 50 toneladas. Assim, observou-se que os deslocamentos foram irrelevantes, logo, a utilização das chapas para complementar o sistema de ensaio foi possível.

A Figura 3.21 e Figura 3.22 mostram o sistema de ensaio que as vigas deste estudo foram dimensionadas. O ensaio é caracterizado por conter três pontos, que possibilita um maior controle e precisão durante o ensaio, uma vez que a prensa hidráulica pode ser controlada por computador.

Figura 3.21-- Sistema de ensaio das vigas.

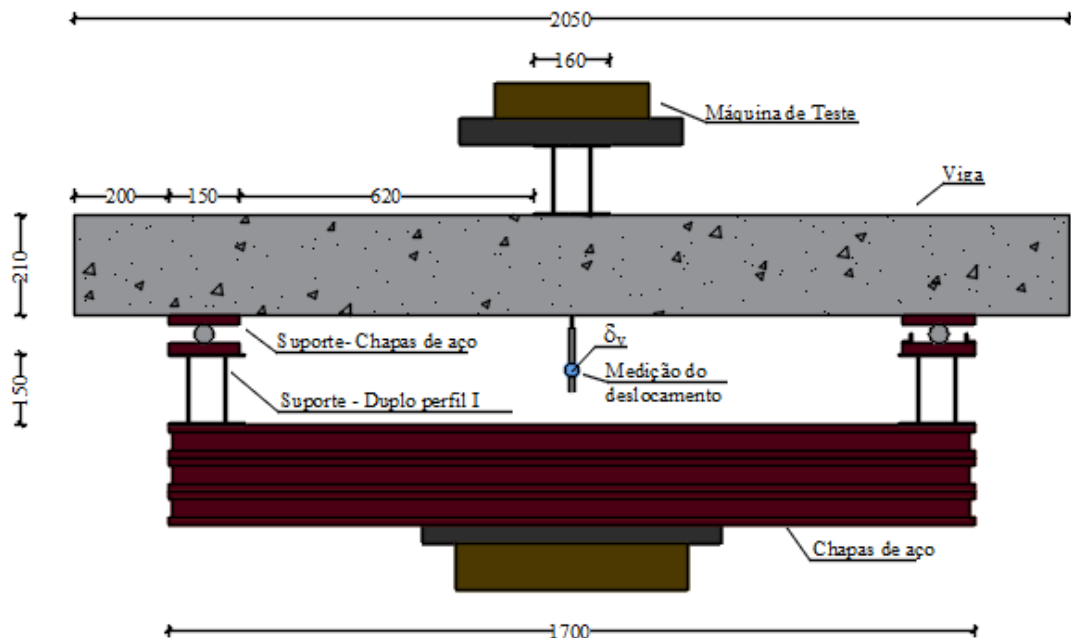


Figura 3.12- Sistema de ensaio real das vigas.



Foram utilizados três perfis duplo *I* com largura de 160 mm cada. Este foi utilizado com intuito de proporcionar para uma ruptura localizada no ponto de aplicação de carga, bem como para garantir a dimensão idealizada para o vão de cisalhamento e dar altura para o sistema de ensaio. Nesse mesmo contexto de elevação do sistema de ensaio, os dois outros perfis metálicos foram utilizados nos apoios, sendo apoiadas entre eles chapas metálicas de 150 mm de largura, e sobre essas foram apoiados roletes, em uma sem restrição ao deslocamento, simulando um apoio de primeiro gênero, enquanto que o outro, com restrição correspondente ao apoio de segundo gênero. Ainda sobre os roletes foram colocadas outras chapas nas mesmas dimensões anteriores, para evitar o esmagamento localizado.

3.5 PROCESSO EXECUTIVO

3.5.1 Montagem das Formas

Para a confecção das vigas de concreto armado foram fabricadas cinco formas de Madeirite Resinadas de espessura 12 mm e dimensões conforme apresentado na Figura 3.23, os quais foram tratadas com duas camadas de óleo desmoldante de forma a facilitar a desforma das vigas após o tempo de cura.

Figura 3.23-Formas utilizadas na confecção das vigas.



3.5.2 Concretagem, cura e desforma

O preparo do concreto foi realizado pela usina local ConcreNorte S.A.Tucuruí, e no total foram necessários 1,5 m³ de concreto para preencher as fôrmas. Após a chegada do concreto, realizou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump Test*) de acordo com a NBR NM 67–1998, com o objetivo de verificar a trabalhabilidade do concreto em seu estado plástico, buscando medir sua consistência e avaliar se está adequado para o uso a que se destina. O resultado atingido foi de 14cm, como apresentando na Figura 3.24.

Figura 3.24- Resultado do *slump test*.



O concreto foi lançado na forma manual e adensado mecanicamente por meio do uso de dois adensadores de imersão, de acordo com a NBR 14931 (2004). A Figura 3.25 apresenta o aspecto final das vigas logo após a concretagem.

Figura 3.15- Vigas após a concretagem.



O processo de cura das vigas foi realizado por meio do uso de sacos de cimento umedecidos diariamente por um período de 7 dias, com o intuito de promover o melhor desempenho do concreto de forma a evitar processo de fissuração, o qual tende a enfraquecer a superfície e permitir a entrada de substâncias agressivas. A Figura 3.26 ilustra as vigas durante o processo de cura. Os corpo-de-prova também foram submetidos ao mesmo processo de cura, com o objetivo caracterizar o concreto utilizado nas vigas. 30 dias após a concretagem as vigas foram desformadas, e após 90 dias foram preparadas para a realização dos testes em laboratório.

Figura 3.26-Cura das vigas.



3.6 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E AÇO UTILIZADO

3.6.1 Concreto

3.6.1.1 Composição

O processo de dosagem objetivou o alcance quanto resistência à compressão de 30 MPa após 28 dias de cura. Foi utilizado o cimento tipo Portland Pozolânico CP-II-Z 32 RS, fabricante AÇAÍ. Os agregados graúdos e miúdos utilizados para a mistura, foram respectivamente, seixo e areia.

Além das vigas, nove corpos-de-prova cilíndricos de acordo com as recomendações da NBR 5738 (2008) foram moldados. Para o controle tecnológico do concreto: três deles com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm, destinados ao ensaio de determinação do módulo de elasticidade e seis com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, onde três deles foram destinados ao ensaio de determinação da resistência à compressão, e outros três para o ensaio de determinação da resistência a tração por compressão diametral.

Passados 30 dias da concretagem, os corpos-de-prova foram desformados, conforme Figura 3.27, e permaneceram em condições ambientes, semelhantes às vigas, até a data de serem ensaiados. Os testes foram realizados aos 90 dias de idade do concreto em conjunto com as vigas de concreto armado.

Figura 3.27-Corpos de prova após a desforma.



3.6.1.2 Resistência à Compressão e Resistência à Tração por compressão diametral

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão e tração por compressão diametral, foram executados em uma prensa hidráulica pertencente ao LEC, e seguindo as

recomendações normativas das NBR 5739 (2007) e NBR 7222 (2011). Os valores médios e respectivos desvios padrões das resistências encontradas são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2-Resistência a compressão e tração do concreto

COMPRESSÃO-NBR 5739:2007		TRAÇÃO-NBR 7222:2011	
Corpo de Prova	f_{ck} (MPa)	Corpo de Prova	f_t (MPa)
CP _c 1	24	CP _t 1	4,03
CP _c 2	23	CP _t 2	4,32
CP _c 3	21	CP _t 3	3,17

3.6.1.3 Módulo de Elasticidade

Seguindo a Metodologia A descrita na NBR 8522 (2008), foi possível obter o módulo de elasticidade do concreto, no qual o corpo-de-prova é submetido a um carregamento crescente preestabelecido em função da resistência à compressão do concreto, previamente medida. O procedimento é uma simulação de uma estrutura em seu primeiro carregamento e o valor do módulo de elasticidade, em GPa, é determinado conforme a equação 3.1 a seguir:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (3.1)$$

Onde:

σ_b é a tensão maior, em MPa ($0,3f_{ck}$); ou outra tensão especificada em projeto;

0,5 é a tensão básica (MPa);

ε_b é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior;

ε_a é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão básica.

A norma especifica que somente devem ser considerados válidos resultados de ensaios de corpos-de-prova cujas resistências efetivas não diferem mais de 20% da resistência à compressão prevista, conforme ilustrado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3-Módulo de elasticidade dos corpos-de-prova.

Corpo-de-prova	Módulo de Elasticidade (GPa) NBR 8522:2008
CP – C1	19,26
CP – C2	20,80
Média	20,03
Desvio Padrão	0,77

3.6.1.4 Aço

As armaduras das vigas são compostas tanto por aço CA 50 quanto por aço CA 60. Em cada peça foram empregadas 7 barras longitudinais com 20 mm de diâmetro (para combater o momento fletor), e na parte superior utilizou-se 6 barras com 6,3 mm de diâmetro (armadura de constituição ou armadura de combate ao momento fletor negativo). Nas armaduras transversais, foram utilizados 5 distintos arranjos, variando entre estribos fechados, estribos *W* e *studs*. Para realização do ensaio de resistência à tração de materiais metálicos, em conformidade com a NBR 6152 (2002). A síntese dos resultados é apresentada na Tabela 3.4, os quais mostram as deformações específicas e tensão de escoamento das barras utilizadas durante os ensaios. As Figuras 3.28, 2.29 e 3.30 mostram os gráficos da relação Tensão x Deformação das barras testadas.

Tabela 3.4-Deformação específica e tensão de escoamento.

Corpo-de-prova	Diâmetro (mm)	Deformação Específica de Escoamento (mm)	Tensão de Escoamento (Mpa)
CPA - 1	5.0	2,6	620
CPA - 2			
CPA - 3			
CPA - 1	8.0	2,3	510
CPA - 2			
CPA - 3			
CPA - 1	20.0	2,2	552
CPA - 2			
CPA - 3			

Figura 3.28- Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 5,0 mm.

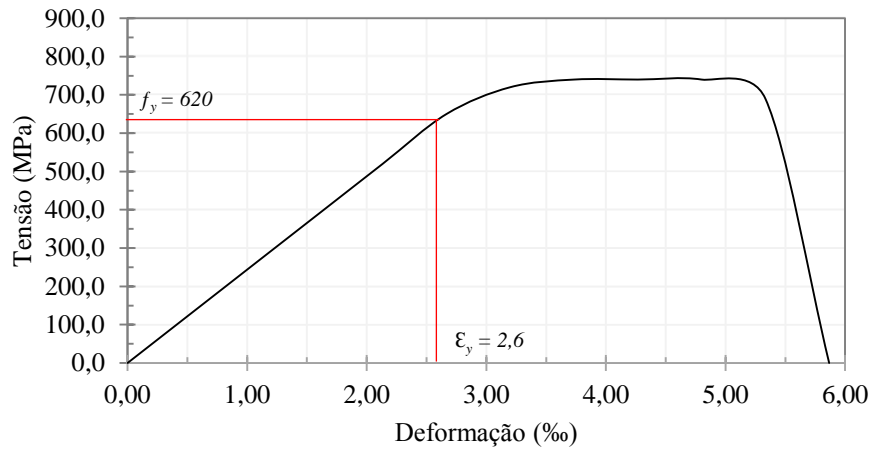


Figura 3.19 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 8,0 mm.

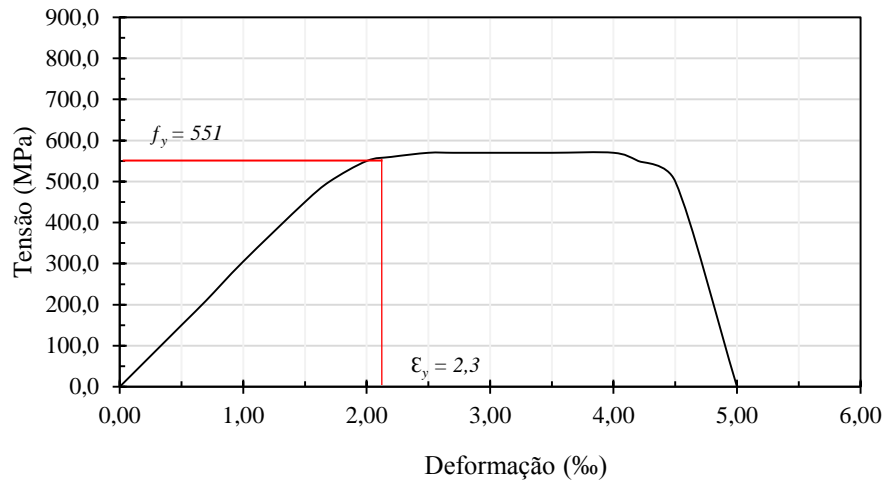
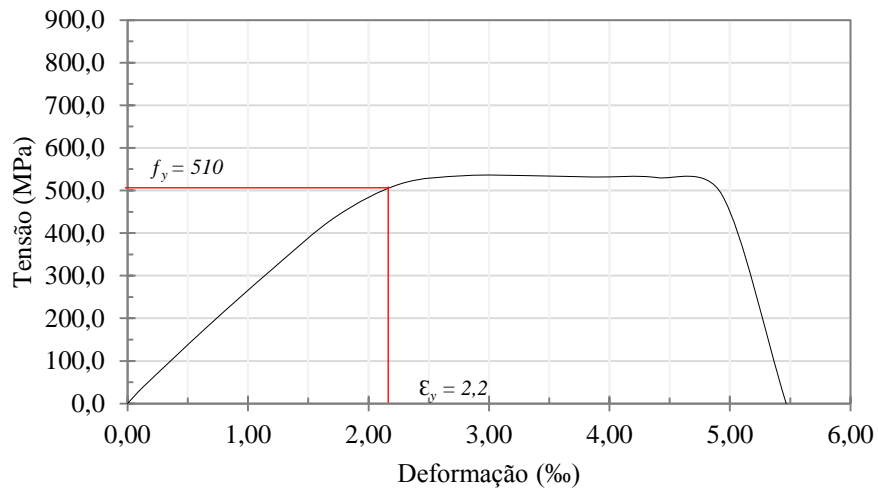


Figura 3.20- Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 20,0 mm



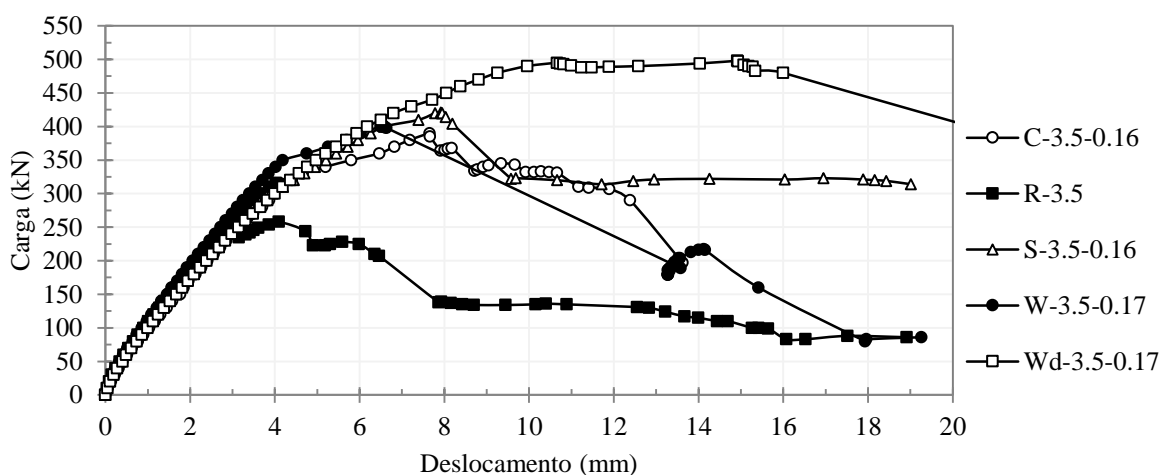
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos durante os ensaios experimentais das 5 vigas de concreto armado, por intermédio de gráficos e tabelas, acompanhado da apresentação de figuras e discussões em torno dos resultados alcançados. Os critérios de análise para obtenção de dados durante os ensaios foram: deslocamento vertical; deformações sucedidas no concreto, na armadura de flexão e armadura de cisalhamento; mapa de fissuração; carga de ruptura e modo de ruína das peças testadas.

4.1 DESLOCAMENTO VERTICAL

Os valores de deslocamento verticais foram obtidos até a carga de ruptura, de forma a proporcionar o acompanhamento do comportamento da viga até a falha, como também observar o comportamento pós-pico da peça com intuito de verificar o desempenho das vigas após ruptura. A Figura 4.1 ilustra as curvas Carga x Deslocamento de todas as vigas, por meio da leitura do LVDT posicionado no meio do vão da viga.

Figura 4.1 - Gráfico Carga x Deslocamento das vigas.



De modo generalizado, verificou-se que todas as vigas, antes da ruptura, apresentaram semelhante padrão de deslocamento para o mesmo nível de carregamento. Além disso, todas as vigas apresentaram maior rigidez quando comparadas a viga de referência R-3.5, indicando a relevância de armaduras de cisalhamento em peças estruturais. As vigas Wd-3.5-0.17 e S-3.5-0.16 apresentaram desempenhos similares até a ruptura, porém S-3.5-0.16 demonstrou maior rigidez após a ruptura em relação a C-3.5-0.16.

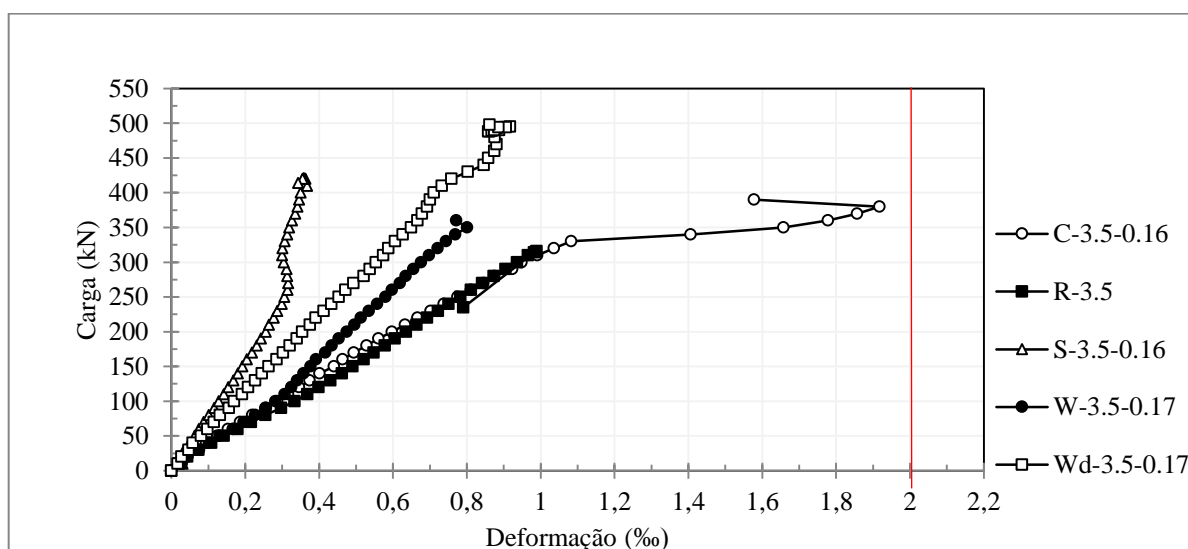
De forma a relacionar o comportamento quanto ao deslocamento em um ponto de carregamento de 200 kN, por exemplo, R-3.5 obteve flecha de 2,18 mm enquanto que C-3.5.0.16 deslocou 2,41 mm, S-3.5.0.16 deslocou 2,31 mm, W-3.5-0.17 mostrou flecha 2,06 mm e Wd-3.5-0.17 deslocou 2,39 mm. Dessa maneira, estribos W apresentaram valores de deslocamento reduzidos, para este carregamento, em relação ao estribo convencional. Assim, W-3.5-0.17 apresentou redução de 14,52 % em deslocamento em relação ao estribo convencional.

4.2 DEFORMAÇÕES

4.2.1 Concreto

A Figura 4.2 mostra a curva Carga x Deformação específica do concreto, obtida por meio da leitura do extensômetro elétrico localizado na região central da viga.

Figura 4.2 - Gráfico Carga x Deformação do concreto.



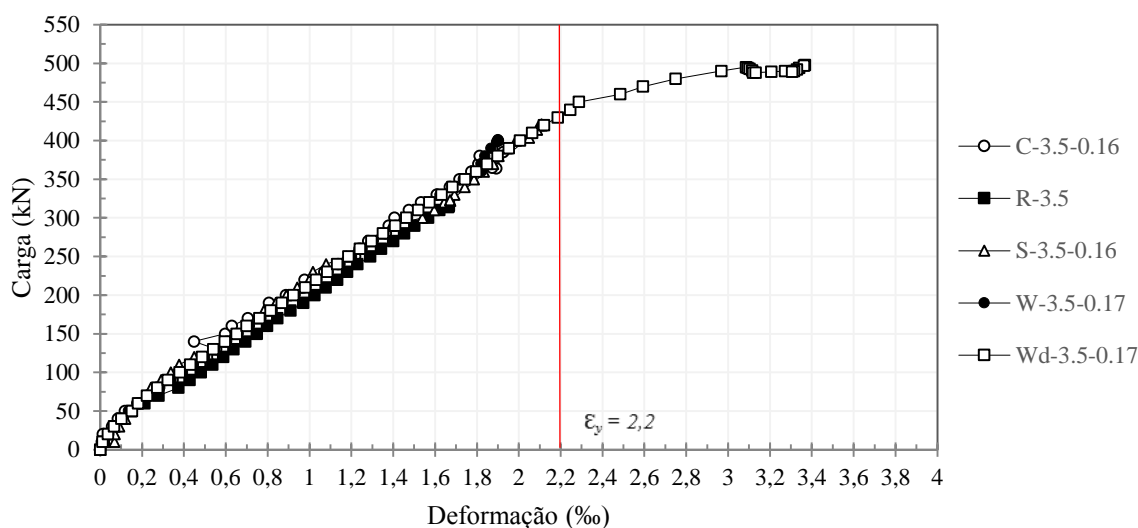
As vigas testadas apresentaram comportamentos diferenciados quanto a deformação do concreto. As vigas S-3.5-0.16 e Wd-3.5-0.17 apresentaram comportamentos semelhantes no início do carregamento da viga, contudo após o ponto de carga 100kN, a viga Wd-3.5-0.17 apresentou menores níveis de deslocamento, para o mesmo nível de carga, em relação a viga S-3.5-0.16, o que resultou na viga de maior rigidez. A viga W-3.5-0.17 exibiu rigidez mais significativa que aquelas evidenciadas nas vigas C-3.5-0.16 e R-3.5, que obtiveram

comportamentos semelhantes até a ruptura da viga de referência. A viga com estribo convencional apresentou maiores deformações, o que indica que nesse caso a esmagamento do concreto foi um dos fatores que ocasionou a ruptura.

4.2.2 Armadura de Flexão

A curva Carga x Deformação das barras de flexão centrais das vigas é ilustrado no Figura 4.3. No geral, observou-se que todas vigas apresentaram comportamentos similares de deformação nas barras de flexão, para o mesmo nível de carga aplicada.

Figura 4.3- Gráfico Carga x Deformação das armaduras de flexão das vigas.



As vigas C-3.5.0.16, W-3.5-0.17 e S-3.5-0.17 manifestaram pontos máximos de deslocamento bem próximos, para o mesmo nível de carregamento, enquanto que Wd-3.5.0.17 manifestou maior desempenho quanto a capacidade de carga o que influenciou na leitura de maiores valores de deformação. O comportamento similar se deve a utilização de uma armadura de flexão densa, com o propósito de propiciar o rompimento das vigas por cisalhamento. Além disso, notou-se que a barra de flexão referente a viga Wd-3.5-0.17 alcançou o limite do escoamento do aço, o que indica a eficiência estribo W e contribuição na resistência da viga.

4.2.3 Armadura de cisalhamento

As deformações na armadura de cisalhamento foram monitoradas em 5 pontos diferentes em cada viga testada, com dois extensômetros em cada uma dessas barras. As Figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 exibem as curvas Carga x Deformações obtidas nas armaduras de cisalhamento. Ao comparar as deformações evidenciadas na viga C-3.5-0.16 com as demais, observou-se que o estribo convencional apresentou maiores deformações para o mesmo ponto de carregamento, evidenciados principalmente nas leituras obtidas por Ew3, Ew4 e Ew5, que estão localizados mais próximos ao centro longitudinal da viga. A viga W-3.5-0.17, no entanto, apresentou um comportamento mais rígido em relação as demais vigas, pois maiores deformações começaram a ocorrer somente após a carga 250 kN, enquanto que na viga C-3.5-0.16 esse processo iniciou em cargas menores.

Ao contrapor as deformações ocorridas entre as pernas verticais dos estribos fechado e estribo w, notou-se que próximos aos pontos de aplicação de carga, as vigas estribo W apresentaram maior rigidez e conseqüentemente menores deformações para a mesma carga. Quanto as deformações observadas nas pernas inclinadas do estribo W, a 60°, nas vigas W-3.5-0.17 e Wd-3.5-0.17, representando por Ew5, constatou-se que apresentaram maior rigidez que as pernas verticais do estribo convencional.

Verificou-se também que as barras alcançaram o limite de escoamento do aço em todas as vigas, com exceção da viga W-3.5-0.17. O escoamento foi observado principalmente nas barras de aço localizadas próximas ao ponto de aplicação de carga.

Figura 4.4 -Gráfico Carga x Deformação viga C-3.5-0.16

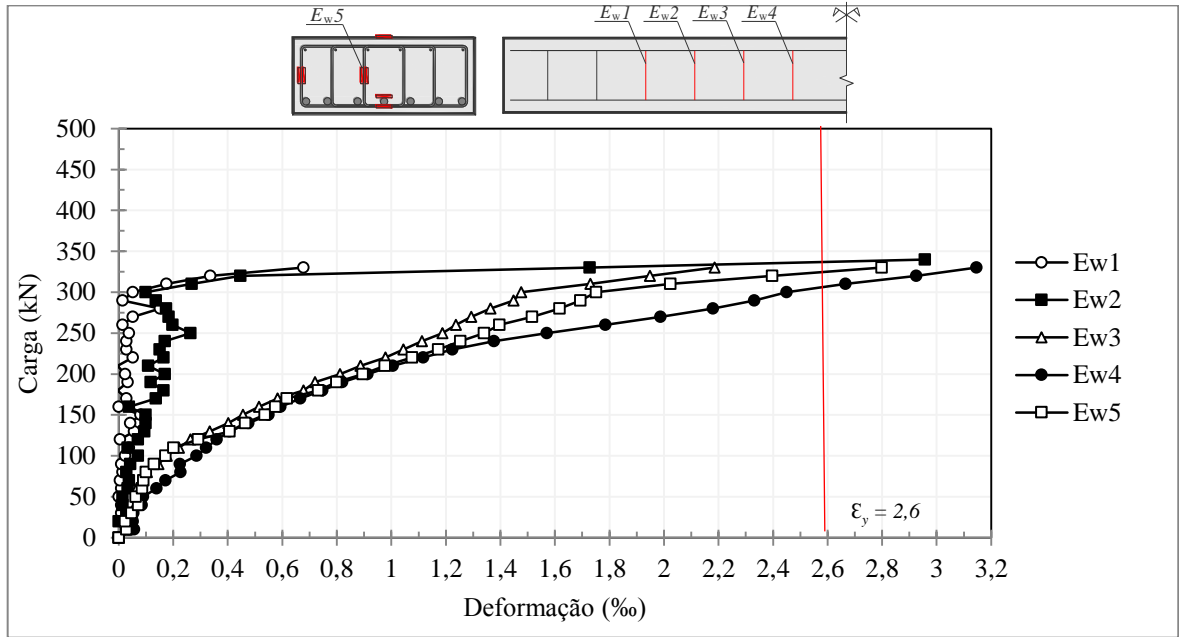


Figura 4.5-Gráfico Carga x Deformação viga S-3.5-0.16

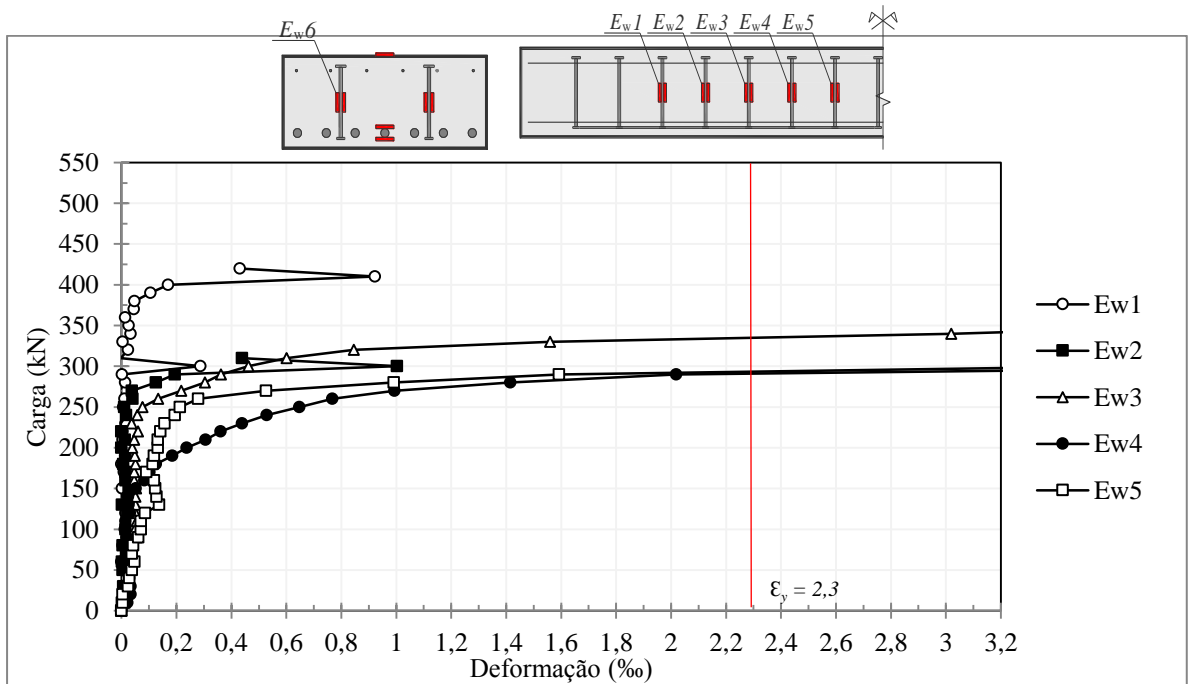


Figura 4.6-Gráfico Carga x Deformação viga W-3.5-0.17

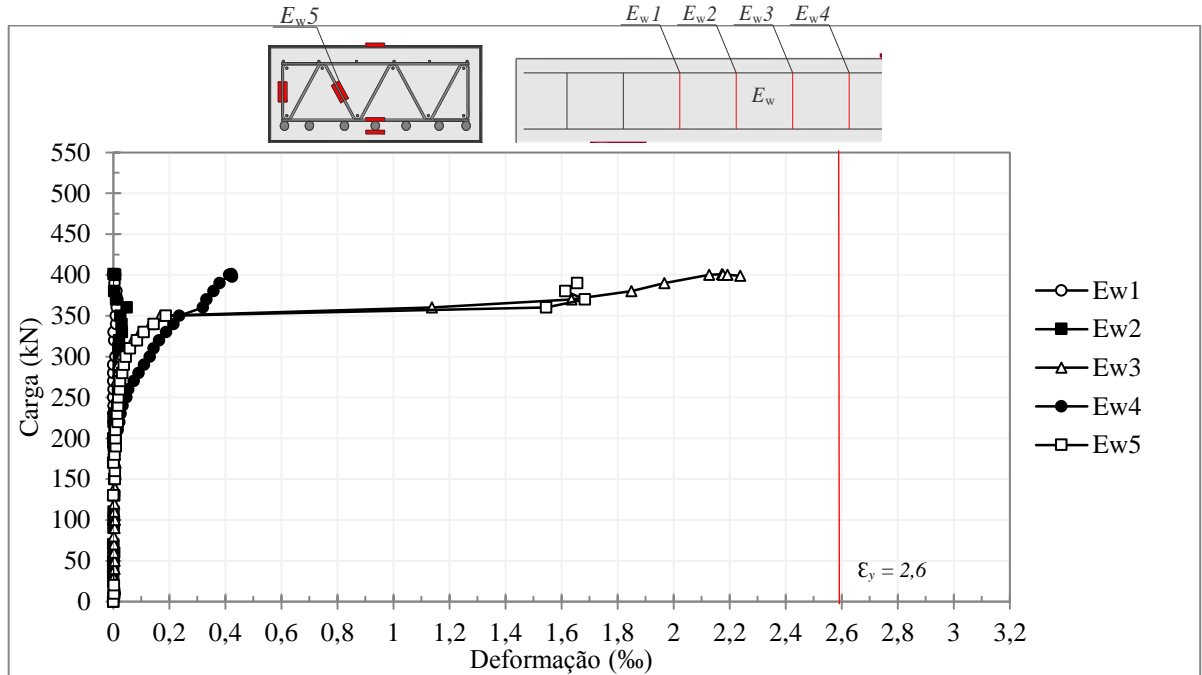
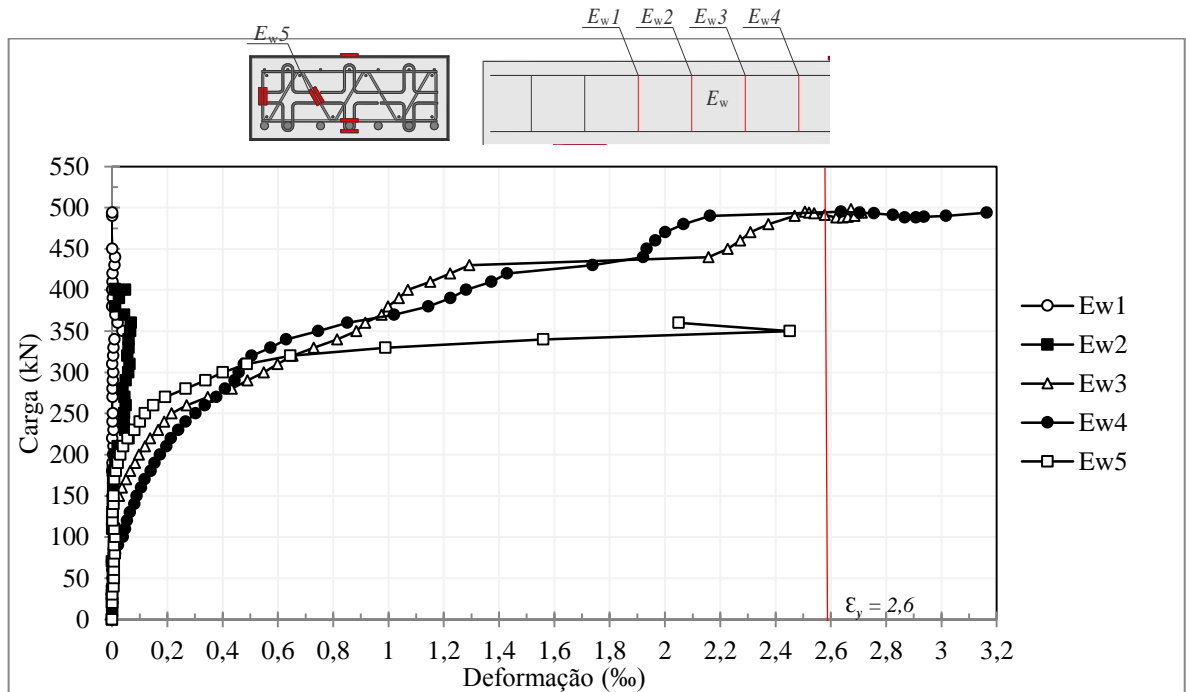


Figura 4.7-Gráfico Carga x Deformação viga Wd-3.5-0.17



4.3 MAPA DE FISSURAÇÃO

Foram identificadas as aberturas que surgiram nas vigas durante a aplicação do carregamento. Analisando um padrão em todas as 5 peças, notou-se inicialmente fissuras de flexão, e no transcorrer dos ensaios, fissuras de cisalhamento. Vale ressaltar que todas as vigas estavam armadas para não romperem a flexão, com o objetivo de direcionar o rompimento por cisalhamento. As fissuras de flexão surgiram no centro na viga, enquanto que as fissuras de cisalhamento partiram dos apoios. Todas as vigas, exceto a de referência, possuíam tipos de ancoragem diferenciados, sendo um dos aspectos o que fez com que as rupturas de cisalhamento apresentassem comportamento distintos em um mesmo elemento, como na viga S-3.5-016, que mostra uma expressiva abertura no lado armado com *studs*.

Constatou-se que alguns dos tipos de armaduras testadas, retardou o aparecimento de fissuras. Um exemplo é a viga W-3.5-0,17, que só apresentou fissuras significativas a partir de 200 kN, essa foi também a única viga que apresentou um comportamento distinto no rompimento, o efeito de delaminação. Com relação a ancoragem, verificou-se que o melhor desempenho foi a viga Wd-3,5-017. De modo geral, todas as vigas apresentaram comportamentos distintos quanto ao processo de fissuração, até que atingissem a sua carga de ruptura, frisando que algumas delas continuaram obtiveram resultados positivos mesmo após o pico. A seguir, as Figuras 4.8, 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12 mostram as configurações finais de fissuração das vigas ensaiadas.

Figura 4.8 -Fissuras R-3.5.



Figura 4.9 -Fissuras C-3.5-0.16



Figura 4.10 -Fissuras S-3,5-0,16



Figura 4.11 -Fissuras W-3,5-0,17**Figura 4.12 -Fissuras W_a-3,5-0,17**

4.4 CARGA DE RUPTURA

Tanto para a viga de referência quanto para as vigas reforçadas ao cisalhamento, foram estimadas as cargas de ruptura nas três diferentes normas. Concretizados os ensaios, tais valores foram comparados aos valores obtidos, conforme descreve a Tabela 4.1. Onde também é mostrado a carga de ruptura de todas as vigas reforçadas em relação a viga de referência.

Tabela 4.1- Valores de carga de ruptura comparados entre as normas.

Espécimes	d (mm)	a (mm)	f_c (MPa)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	Pteste (KN)	Vflex (KN)	Pteste/VNBR - I	Pteste/VNBR - II	Pteste/VACI	Pteste/VEC2
R-3.5	175	610	25	2,51	0	316	131,40	1,68	1,72	1,36	1,40
C-3.5-0.16	174	600		2,48	0,154	390	131,40	1,24	1,10	1,50	1,27
S-3.5-0.16	180	610		2,44	0,161	421	131,40	1,30	1,14	1,57	1,29
W-3.5-0.17	178			2,45	0,164	401	131,40	1,23	1,08	1,48	1,21
Wd-3.5-0.17	173	620		2,54	0,166	498	129,25	1,58	1,40	1,91	1,54
Média								1,40	1,29	1,56	1,34
COV								13,2%	14,4%	11,7%	8,8%

A viga W_d-3.5-0.17 apresentou maior desempenho quanto a capacidade de carga, um incremento de 36,54% em relação a viga de referência e 21,69% em relação ao estribo convencional. Por outro lado para as vigas S-3.5-0.16 e W-3.5-0.16, os ganhos em capacidade de carga foram de 24,9% e 21,10%, respectivamente, quando comparados a viga de referência, contra um incremento 18,9% mostrada pela viga C-3.5-0.16.

A Tabela 4.1 estabelece comparações entre os valores teóricos e experimentais de carga de ruptura. Eurocode 2 obteve a melhor performance quanto a proximidade aos resultados reais, enquanto que ACI obteve resultados conservadores, e a NBR modelos I e II alcançaram maiores valores de coeficiente de variação. Observou-se também que a relação que alcançou resultados mais próximos de 1 se refere a norma NBR II. No entanto, todos os coeficientes de variação nas diferentes normas mostraram valores baixos e aproximados, indicando baixa dispersão dos dados, e ainda que as normas apresentadas poderiam ser usadas para o dimensionamento do estribo W.

4.5 MODO DE RUÍNA

Os modos de ruína dos vigas ensaiadas foram ligeiramente semelhantes, nenhuma delas sofreu escoamento da armadura de flexão. Em todas as vigas houve o rompimento por cisalhamento. Na primeira viga (R-3,5), houve a ruptura por cisalhamento aliada deslocamento na parte lateral do concreto, o que possibilitou averiguar o comportamento da armadura interna; já na segunda viga (C-3,5-0,16), o observou-se a ruptura por cisalhamento aliada ao deslocamento do concreto na parte superior, iniciando da lateral do duplo perfil I; na terceira (S-3.5-0.16) de forma semelhante observou-se um comportamento de ruptura por cisalhamento da viga.

E ainda, notou-se que na viga W-3.5-0.17, ocorreu o fenômeno de ruptura por delaminação, e também deslocamento na parte superior do concreto. Na última viga ($W_d-3,5-0,17$), ocorreu a ruptura associada de cisalhamento e flexão devido as deformações na armadura de flexão ultrapassarem o limite de escoamento do aço de 20mm. A Tabela 4.2, abaixo, reúne os modos de ruptura de todas as vigas testadas.

Tabela 4.2 -Modos de ruptura

Viga	P(KN)	Modo de ruptura
V1 – R-3.5	316	Ruptura por cisalhamento
V2 – C-3,5-0.16	390	Ruptura por cisalhamento
V3 – S-3.5-0.16	421	Ruptura por cisalhamento
V4 – W-3,5-0.17	401	Ruptura por cisalhamento e delaminação.
V5 – $W_d-3.5-0.17$	498	Ruptura associada de flexão e cisalhamento.

5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÃO

O estudo experimental desenvolvido possibilitou a análise da importância do conhecimento dos efeitos do cisalhamento em membros estruturais, como forma de proporcionar o conforto, funcionalidade e durabilidade de estruturas e contribuir de forma positiva as pesquisas realizadas no campo do estudo do cisalhamento em estruturas. As diferentes variações de armadura de cisalhamento testadas permitiram a compreensão de modos de rupturas distintos, assim como a análise detalhada do deslocamento e deformações sofridas pela peça estrutural, ocorridos antes e após a ruptura.

Os resultados alcançados quanto ao deslocamento das vigas demonstraram um comportamento similar para o mesmo valor de carregamento, e contribuição significativa da viga estribo Wd-3.5-0.17 como amostra com menores deslocamentos da série experimental. Em relação as deformações no concreto, conclui-se que a viga S-3.5-0.16 exibiu maior rigidez em relação as demais vigas, porém as vigas C-3.5-0.16 e R-3.5 apresentaram maiores deformações para o mesmos valores de carga. Seguindo da viga S-3.5-0.16, as vigas estribo W com gancho mostraram significativo desempenho em rigidez. As vigas de referência e estribo convencional obtiveram maiores deformações sendo as deformações observadas pelo comportamento da viga C-3.5-0.17 indicando o possível esmagamento do concreto.

Diante das deformações observadas na armadura de flexão, diferentemente, constatou-se que de forma geral todas as peças apresentaram comportamentos similares até a ruptura. A viga Wd-3.5-0.17 devido a maior capacidade de carga obteve maiores valores de deformação para o mesmo nível de carregamento e alcançou o limite de escoamento da barra de aço.

Os diferentes tipos de armadura de cisalhamento contribuíram para a ocorrência de modos de ruptura distintos. Nesse sentido, constatou-se que a viga estribo W, especialmente com uso dos ganchos contra a delaminação, tornou as rupturas mais dúcteis, com menores deslocamentos e maior capacidade de carga entre as vigas testadas.

Quanto a capacidade de carga, a viga Wd-3.5-0.17 exibiu carga de ruptura mais significativa entre todas as vigas, com incremento de carga de 36,54% em relação a viga de referência e 21,69% em relação ao estribo fechado. Dessa forma, a utilização do estribo W

apresentou um crescimento de 11,2 % da carga de ruptura experimental com relação a carga de teórica, de acordo com a NBR 6118 (2014). Além disso, notou-se um incremento de 31,3 % na carga de ruptura com a adição dos ganchos contra a delaminação.

Os ganchos posicionados na viga Wd mostraram resultados positivos quanto a resistência a delaminação quando comparada viga W, pois fissuras horizontais que caracterizam a delaminação foram observadas na viga W e não forma consideravelmente observadas na viga W.

Os ganhos em resistência e rigidez observados nas vigas estribos W indicam o desempenho significativo das vigas com estribo internas em relação as vigas ancoradas as barras longitudinais, apresentando uma oportunidade de realização de maiores estudos na área, pois os estribos internos apresentam como umas das características positivas a agilidade e praticidade na montagem de armaduras.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os testes desenvolvidos objetivam também encorajar linhas de pesquisas para trabalhos na área. Nesse sentido, são descritas algumas sugestões de trabalhos no campo de estudo desenvolvido.

- Analisar experimentalmente o comportamento do estribo W em lajes de concreto armado;
- Comparar o desempenho do estribo W para diferentes valores de espaçamento sem alterar a taxa de armadura;
- Desenvolver ensaios experimentais com 4 pontos, com o objetivo de permitir a precisão no posicionamento dos extensômetros no concreto;
- Analisar computacionalmente as vigas testadas.

REFERÊNCIAS

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

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

ACI-ASCE COMMITTEE et al. 426. 1973. **The shear strength of reinforced concrete members**. Journal of the Structural Division, p. 1091-1187, 1973.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR 14931: **Execução de estruturas de concreto-Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

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

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR 7222: **Concreto e argamassa–Determinação da resistência à tração por compressão diametral de Corpos-de-prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR. 6152. **Materiais metálicos–Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: **Concreto- Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2007.

BASTOS, P. S. S.. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru: UNESP, 2006.

BAZANT, Z. P. **Fracturing truss model: Size effect in shear failure of reinforced concrete**. Journal of engineering mechanics, v. 123, n. 12, p. 1276-1288, 1997.

BEUTEL, R.; HEGGER, J. **The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone**. Cement and Concrete Composites, v. 24, n. 6, p. 539-549, 2002.

BROMS, C. E.. **Shear reinforcement for deflection ductility of flat plates.** ACI Structural Journal, v. 87, n. 6, 1990.

CALDENTEY, A. P. *et al.* **Influence of stirrup detailing on punching shear strength of flat slabs.** Engineering Structures, v. 49, p. 855-865, 2013.

CAMPANA, S. *et al.* **Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics.** Magazine of Concrete Research, 2013.

CARMONA, J. R., RUIZ, G.. **Bond and size effects on the shear capacity of RC beams without stirrups.** Engineering Structures, v. 66, p. 45-56, 2014.

CAVAGNIS, F., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. **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, v. 103, p. 157-173, 2015.

CHANA, P. S. **Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams.** Magazine of Concrete Research, v. 39, n. 141, p. 196-204, 1987.

CHANA, P. S.. **A Prefabricated Shear Reinforcement System for Flat Slabs.** Proc. Instn. Civil Engineering Structural & Buildings. Vol. 99, pp 345-358. 1993.

CHANTELOT, G., MATHERN, A. **Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps.** 2010.

CHOI K. K., KIM J. C., PARK H. G. **Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism.** ACI Structural Journal. 2016, 113 n°5 p.1095.

DE CORTE, W., BOEL, V. **Effectiveness of spirally shaped stirrups in reinforced concrete beams.** Engineering Structures, v. 52, p. 667-675, 2013.

DUNKER, E.; SCHLOSSHAUER, B. **Unregelmäßige Stimmlippenschwingungen bei funktionellen Stimmstörungen.** Z. Laryng. Rhinol, v. 40, p. 919, 1961.

ELSTNER, R. C., HOGNESTAD, E. **Shearing strength of reinforced concrete slabs.** Journal Proceedings.. p. 29-58. 1956.

Eurocode 2, **Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**, European Committee for standardization, EN 1992-1-1:2004, Brussels, Belgium, 2004, 225 p.

FENWICK, R. C.; PAULEY, Thomas. **Mechanism of shear resistance of concrete beams.** Journal of the Structural Division, v. 94, n. 10, p. 2325-2350, 1968.

FERREIRA, M. P. *et al.* **One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups.** Latin American Journal of Solids and Structures, v. 13, n. 15, p. 2970-2990, 2016..

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução.** Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1989.

FISKER, J.; HAGSTEN, L. G.. Mechanical model for the shear capacity of R/C beams without stirrups: A proposal based on limit analysis. **Engineering Structures**, v. 115, p. 220-231, 2016.

FRANZ, Helmut. **Die Löslichkeit von H₂O-Dampf in Glasschmelzen verschiedener Basizität.** 1963. Tese de Doutorado.

GOMES, R. B., ANDRADE, M. **Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs with Openings.** Developments in Computer Aided Design and Modelling for Structural Engineering, p. 185-193, 1995.

GRAF, O. **Strength tests of thick reinforced concrete slabs supported on all sides under concentrated loads.** Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, v. 88, p. 22, 1938.

HIBBELER, Russell C. **Resistência dos materiais.** Pearson Prentice Hall, 2006.

KANI, G. N. J. The riddle of shear failure and its solution. **Journal Proceedings.** p. 441-468. 1964.

KARAYANNIS, C *et al.* **Improvement of seismic capacity of external beam-column joints using rectangular spiral shear reinforcement.** WIT Transactions on The Built Environment, v. 81, 2005.

KINNUNEN, S. e NYLANDER, H.. **Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement.** Transactions N° 158, Royal Institute of Technology, Stockholm. 1960.

KINNUNEN, S., NYLANDER, H., TOLF, P. **Effect of slab thickness on punching shear strength of concrete slabs. Tests on rectangular slabs.** 1980.

KREFELD, William J.; THURSTON, Charles W. Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams. In: **Journal Proceedings.** 1966. p. 451-476.

LEONHARDT, FRITZ; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 1, 1977.

LUBELL, *et al.* **Headed shear reinforcement assemblies for one-way shear**. ACI Structural Journal, v. 106, n. 6, p. 878, 2009.

MCCORMAC, J. BROWN, A. **Design of Reinforced Concrete**. Novena ed. Estados Unidos de America: Alfaomega, 2014.

MÖRSCH, E. **Reinforced concrete construction, theory and application**. Stuttgart: sn, 1908.

MUTTONI, A.. **Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs Without Transverse Reinforcement**. ACI Structural Journal, Vol. 105, Nº 4, Julho-Agosto. 440-450. 2008.

MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.. **Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width**. ACI Structural Journal, v. 105, n. 2, p. 163, 2008.

NBR NM 67–**Concreto–Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

NILSON, A.; DARWIN, D.; DOLAN, C. **Design of Concrete Structures**, 14th. 2010.

NUNES, M. D. **Dimensionamento de uma viga de concreto armado ao esforço cortante segundo NBR- 6118:2007, Eurocode 1992-1-1 2010 e fib Model Code 2010**. Universidade Federal do Rio de Janeiro 2012.

PILAKOUTAS, K.; LI, X. **Alternative shear reinforcement for reinforced concrete flat slabs**. Journal of Structural Engineering, v. 129, n. 9, p. 1164-1172, 2003.

PILAKOUTAS, K.; LI, X. **Shear Band: Novel Punching Shear Reinforcement For Flat Slabs**. Innovation in composite materials and structures, p. 35, 1997.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

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

REGAN, P. E.. **Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs**. Report 89. CIRIA. Outubro. 1981.

REGAN, P. E.; SAMADIAN, F. **Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs**. *Structural Engineer*, v. 79, n. 10, 2001.

RICKER, M. e HAUSLER, F.. **European punching design provisions for double-headed studs**. *Structures and Buildings*. Vol. 167. Pp. 495-506. 2014.

RITTER, W. **The Hennebique construction method**. *Schweizerische Bauzeitung*, v. 33, n. 7, 1899.

RUIZ, M.F., MUTTONI, A., SAGASETA, J. **Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects**. *Engineering Structures*, v. 99, p. 360-372, 2015.

SAGASETA *et al.*. **Punching of flat slabs supported on rectangular columns**. *Engineering Structures*, 2014.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. **Shear design of short-span beams**. *Magazine of Concrete Research*, v. 62, n. 4, p. 267-282, 2010.

SAMORA, M. S. **Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal**. 2015.

SANTOS NETTO, P. **Resistência do concreto armado à força cortante em peças fletidas**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1983.

SOLTANI, M. *et al.* **Stud Rail Systems as Shear Reinforcement in Beams and One-Way Slabs**. *ACI Structural Journal*, v. 113, n. 3, p. 587, 2016.

TUREYEN, A. K.; FROSCHE, R. J. **Concrete shear strength: another perspective**. *ACI Structural Journal*, v. 100, n. 5, 2003.

VAZ RODRIGUES, R. V. **Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs**. 2007.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. **The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear**. *ACI J.*, v. 83, n. 2, p. 219-231, 1986.

WIGHT J. K., MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 2012.

WOOD, J. GM. **Pipers row car park collapse: Identifying risk.** Concrete, v. 37, n. 9, 2003.

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

YANG, J. M. et al. The use of T-headed bars in high-strength concrete members. **Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures: High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loadings and Structural Applications,** p. 1328-1335, 2010.

ZARARIS, P. D. **Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams.** Structural Journal, v. 100, n. 2, p. 203-214, 2003.