

Universidade Federal do Pará



Rosângela Silva Pinto

**Influência das Armaduras complementares
na Resistência ao Cisalhamento de Vigas com
Estribos Treliçados pré-fabricados**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia

2019

ROSÂNGELA SILVA PINTO

**INFLUÊNCIA DAS ARMADURAS COMPLEMENTARES NA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS
TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energ do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.

Área de concentração: Estruturas de concreto armado

Prof. Aarão Ferreira Lima Neto
Orientador – Universidade Federal do Pará

Tucuruí-Pará

2019

ROSÂNGELA SILVA PINTO

**INFLUÊNCIA DAS ARMADURAS COMPLEMENTARES NA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS
TRELIÇADOS PRÉ-FABRICADOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.

Área de concentração: Estruturas de Concreto Armado.

Prof. Aarão Ferreira Lima Neto
Orientador – Universidade Federal do Pará

Aprovada em _____ de _____ de _____.

BANCA EXAMINADORA:

Dr. Prof. Aarão Ferreira Lima Neto- UFPA – Orientador

Dr. Prof. Wellington Andrade da Silva- UFG

Dr. Prof. Maurício de Pina Ferreira - UFPA
Silva Pinto.

TÍTULO: Influência das Armaduras de Costura na Resistência ao Cisalhamento em Vigas com Estribos Desconectados.

DEDICATÓRIA

À Deus.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, inicialmente, ao meu orientador Aarão Ferreira Lima Neto, cujo apoio e paciência foram primordiais para esta realização, gostaria também de agradecer a professor Maurício de Pina Ferreira pela colaboração e dedicação dada desde a idealização dos ensaios. Ao professor e amigo Marcelo Rassy pela força e encorajamento em certos momentos difíceis.

A etapa de ensaios experimentais foi uma das fases mais complexa de ser realizada, mas também foi a que contou com apoio de varias pessoas. Agradeço de início a técnica de laboratório Francirene Bonfim, Rômulo Santos e Lucio por todo o suporte em laboratório. Agradeço também aos colegas Jáder, Álvaro, Glauber, Jedson Abrantes, Vanessa Valéria e Matheus pela colaboração nos ensaios.

À Vanessa Carolaine e Marilia Caíres pela parceria no desenvolvimento das atividades, Luamim Tapajós, pelo apoio desde inicio do projeto, passando seus conhecimentos que serviram de base para desenvolvimento dessa pesquisa. Também não posso deixar de agradecer ao Manoel Mongabeira, pela ajuda em acompanhar a dobra do aço em Belém Pa, por muitas vezes se dispor em ajudar nas realizações de ensaios. Agradeço ainda ao Marcus Freitas, por todos os dias gastos em laboratório auxiliando e contribuindo para desenvolvimento da pesquisa.

Devo também agradecer minhas grandes amigas que considero como irmãs elas estão comigo desde graduação nas situações de alegria e descontração, mas também, nas dificuldades Karen Bernardo, Jaciara Brandão e Grazielle Tigre. Muito obrigada por tudo.

Agradeço muito aos meus pais, pelo apoio incondicional. As minhas irmãs Sandra Regina, Tatiane Silva e sobrinhos Mikaele, Flaubert e Thainify por todo amor e amizade e pelas palavras de conforto e incentivo, principalmente nos momentos finais desta dissertação. Mas agradeço especialmente a meu noivo Cleomar Ferreira, por toda ajuda prestada, pelo carinho e por suportar meus temperamentos ao longo desses anos.

Por fim, agradeço a Deus, pois sei que está comigo e sem ele nada seria possível.

RESUMO

No dimensionamento de estruturas de concreto armado submetidos a grandes esforços, pode ocorrer conflito na montagem das armaduras longitudinais e transversais. Para evitar esse tipo de ocorrência, as armaduras de cisalhamento internas podem ser uma boa opção, pois são inseridas entre as barras de flexão. No entanto, caso ocorra uma falha na ancoragem, um efeito secundário ocasionado pelo uso dessas armaduras pode provocar uma ruptura horizontal denominada (delaminação). A fim de impedir essa falha, na NBR 6118 (2014), se estabelece que a ancoragem dos estribos deve ser garantida por meio de ganchos, ou barras longitudinais soldadas. Atualmente, poucas pesquisas avaliam a influência das armaduras complementares (ganchos), e estas se limitam a uma análise global dos espécimes. Além do conflito na montagem de peças densamente armadas, outro fator que pode comprometer o desempenho mecânico desses elementos estruturais é o ângulo de posicionamento da armadura transversal. Segundo a Eurocode 2 (2004), a utilização de armaduras à 90° não apresenta comportamento plenamente satisfatório, o qual infere que ângulos diferentes resultariam em repostas mais eficientes. Diante disso essa pesquisa analisa experimentalmente o emprego de estribo treliçado pré-fabricado verificando a diferença de comportamento quando estes estribos são montados à 90° ou à 60°, em relação à horizontal, além de testar a influência de armaduras complementares que auxiliam na ancoragem dos estribos treliçados, posicionados nas partes tracionadas e comprimidas das vigas. No total. Foram ensaiadas 7 vigas faixas de concreto armado com uso de estribos internos treliçados pré-fabricados, sendo 1 viga sem reforço, sem armadura de cisalhamento, 4 com estribos treliçados posicionados a 90° em relação a armadura de flexão, e 2 com estribos treliçados pré-fabricados posicionados a 60° em relação a armadura de flexão. Onde as principais variáveis foram a taxa de armadura complementar (ganchos) e o espaçamento entre os estribos. Como conclusões, notou-se que o uso de armadura complementar ao estribo treliçado pré-fabricado resultou em um aumento de, aproximadamente, 2 vezes a resistência ao cisalhamento, em relação à viga sem reforço, evitando a delaminação até a carga de ruptura. Analisando os espécimes com armaduras complementares em ambas as faces, estes apresentaram maior resistência e ductilidade quando comparadas as vigas com armadura complementar apenas na face inferior, as deformações aumentaram de 2,46‰ da viga Wc-0.4-60b₁, para 3,20‰ viga Wc-0.4-60a₁, evidenciando que sua utilização promove a transferir esforços para as armaduras de cisalhamento. Sobre o comportamento das vigas Wc-04-90 ao diminuir o espaçamento dos estribos em 40 mm, estes apresentaram desempenho superior quanto à ductilidade e à resistência aos esforços cortantes, quando comparadas as vigas Wc-04-90, com espaçamento dos estribos de 100 mm.

Palavras- Chave: cisalhamento; vigas; ancoragem interna; concreto armado.

ABSTRACT

In the design of structures under great loads, conflicts with the assembly of longitudinal and transverse reinforcement may happen. To avoid this type of occurrence, internal shear reinforcement may be a good option as they are inserted between longitudinal bars. However, if an anchorage failure occurs, a secondary effect caused by the use of these bars may cause a horizontal failure called (delamination). In order to prevent this failure, NBR 6118 (2014) states that stirrups anchorage must be secured by the use of hooks or welded longitudinal bars. Currently, few researches evaluate the influence of complementary reinforcement (hooks), and these are limited to an overall analysis of the specimens. Besides conflict with the assembly of densely reinforced members, another factor that may compromise their mechanical performance is the positioning angle of the transverse reinforcement. According to Eurocode 2 (2004), the use of reinforcement bars at an angle of 90° does not present fully satisfactory behavior, which indicates that different angles would result in more efficient responses. This research experimentally analyzes the influence of the complementary reinforcement anchorage, fixed in the compression and tensile zones of reinforced concrete beams, as a reinforcement for the stirrups. Seven RC beams using pre-fabricated truss internal stirrups were used, assessing the influence of the complementary reinforcement and verifying the behavior of stirrups at an angle of 90° or 60° in relation to the horizontal axis of the specimen. Some variations of the complementary reinforcement (hooks) ratio and the spacing between stirrups were made. As conclusions, it was observed that the use of complementary reinforcement to the pre-fabricated truss stirrup resulted in an increase of nearly twice the shear strength in relation to the reference beam, avoiding delamination until the failure load. The specimens with complementary reinforcement on both faces presented higher strength and ductility when compared to beams with complementary reinforcement only in the lower face. Strains increased from 2.46‰ in beam Wc-0.4-60b₁ to 3.20‰ in beam Wc-0.4-60a₁, showing that its use results in transferring stresses to shear reinforcement. On the behavior of beams Wc-04-90, by reducing the spacing between stirrups in 40 mm, they presented superior performance in terms of ductility and shear strength compared to beams Wc-04-90 with spacing of 100 mm.

Keywords: shear; beams; internal anchorage; reinforced concrete

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA	3
1.2. OBJETIVOS	4
1.2.1 OBJETIVOS GERAIS	4
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. ARMADURA DE COSTURA NO REFORÇO DE ESTRIBOS DESCONECTADO	13
2.2. EFEITOS DA ARMADURA TRANSVERSAL NA ANCORAGEM.	16
2.3. BARRAS EMENDADAS COM ARMADURA TRANSVERSAL	18
2.4. ARMADURA DE CISALHAMENTO	20
2.5. PROTEÇÃO DAS BARRAS	20
2.6. ARMADURA TRANSVERSAL INTERNA	20
2.7. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SEM ARMADURA TRANSVERSAL	23
2.8. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA TRANSVERSAL	23
2.9. MODOS DE RUPTURA POR CISALHAMENTO EM ELEMENTOS DE CONCRETO	23
2.10. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	23
2.10.1. NBR 6118 (2014)	31
2.10.2. Eurocode 2 (2004)	31
2.10.3. ACI 318 (2014)	31
2.10.4. Resistência à flexão de vigas de concreto armado	31
2.10.5. Teoria de atrito-cisalhamento	31
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	31
3.1. CARACTERÍSTICAS DOS ESPÉCIMES	31

3.2. GEOMETRIA E ARMADURA DE FLEXÃO	35
3.2.1. Armadura de cisalhamento	37
3.2.2. Instrumentação das vigas	37
3.2.1. Deformação do concreto	37
3.2.1. Deformações na armadura de flexão	37
3.2.1. Deformações na armadura de cisalhamento	38
3.3. SISTEMA DE ENSAIO DAS VIGAS	39
3.4. MATERIAIS	40
3.4.1. Concreto	40
3.4.1. Propriedades Mecânicas	41
3.4.2. Aço	42
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	43
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	43
4.2. ENSAIOS DAS VIGAS	43
4.2.1. Deslocamentos	43
4.2.2. Deformações na armadura de flexão	45
4.2.3. Deformações no concreto	50
4.2.4. Deformações da armadura de cisalhamento	50
4.2.5. Deformações da armadura transversal treliçada pré-fabricada	50
4.2.6. Deformações dos ganchos	50
4.2.1. Mapa de fissuração e superfície de ruptura	50
4.3. CARGAS DE RUPTURA DAS VIGAS	52
5. CONCLUSÕES	58
6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Diâmetro interno da curvatura e dobramento dos ganchos	11
Tabela 2.2 – Cobrimento das barras item da NBR 6118 (2014)	15
Tabela 2.3 – Características das vigas ensaiadas por Tapajós (2017)	16
Tabela 2.4 – Relação em função de inclinação Basto (2018)	16
Tabela 3.1 – Características dos elementos testados.	28
Tabela 3.2 – Propriedade mecânica do concreto.	74
Tabela 3.3 – Propriedade mecânica do aço.	36
Tabela 4.1 – Cargas de rupturas das vigas ensaiadas.	46

Lista de Figuras

Figura		Página
Figura 1.1 –	Colapso da loja de departamentos Sampoong na Coreia (Opera Mundi)	1
Figura 1.2 –	Estribos convencionais MELGES (2001)	2
Figura 1.3 -	Estrutura sujeitas altas tensões de cisalhamento fonte: Autoria propria	2
Figura 1.4-	Ruptura por delaminação. Fonte: Autoria própria	3
Figura 2.1 –	Ancoragem dos Ganchos MELGES (2001)	8
Figura 2.2 –	Detalhes das armaduras de costuras TRAWTUEIN (2006)	8
Figura 2.3 -	Ancoragem de estribo (NBR 6118, 2014)	10
Figura 2.4 –	Ancoragens retas concentração de tensões nas extremidades (FUSCO 1994).	10
Figura 2.5 –	Ganchos das extremidades das barras (FUSCO,1994)	11
Figura 2.6 –	Arrancamento de barras embutidas no concreto (adaptado de REGAN, 2000)	13
Figura 2.7 –	Distância máxima entre duas barras emendadas por transpasse BASTO, (2018)	15
Figura 2.8 –	Exemplos de armaduras de cisalhamento Ferreira (2015).	15
Figura 2.9 –	Exemplo de armadura de cisalhamento (FERREIRA <i>et al.</i> 2016)	16
Figura 2.10 -	Armadura transversal pré- fabricada (Ferreira <i>et al.</i> 2016)	18
Figura 2.11 -	Força atuante em fissuras inclinadas MACGREGOR (1977)	19
Figura 2.12 -	Efeito arco (Adaptado de FISKER e HAGSTEN, 2016)	20
Figura 2.13 –	Analogia clássica de treliça Morsch Leonarhandt e Morning (1977)	22
Figura 2.14 –	Modos de ruptura de uma viga TAPAJÓS (2017)	24
Figura 2.15 –	Ancoragem de estribos EUROCODE 2 (2004)	28
Figura 2.16 –	Distribuição de tensão e deformação assumida para o ELU	30
Figura 2.17 –	Cisalhamento diireto	31
Figura 3.1 –	Detalhes das armaduras de flexão	34

Figura 3.2 –	Detalhamento do posicionamento dos estribos convencionais nas vigas Wc-0.4-90a ₁ e Wc-0.4-90b ₁ .	35
Figura 3.3 –	Detalhe da viga Wc-0.4-60a ₁ e Wc-0.4-60b ₁ .	36
Figura 3.4 –	Detalhe do posicionamento dos potenciômetros.	36
Figura 3.5 –	Posicionamento dos sensores elétricos	36
Figura 3.6 –	EER- colados na barra de flexão	37
Figura 3.7–	Posicionamento dos extensômetros na armadura transversal treliçada pré-fabreicada	37
Figura 3.8 –	Instrumentação dos estribos W	37
Figura 3.9 –.	Instrumentação dos ganchos	38
Figura 3.10 –	Sistema de ensaios das vigas	39
Figura 3.11 –	Slump test	40
Figura 3.12–	Ensaio de compressão, tração e modulo de elasticidade do concreto	41
Figura 3.13–	Ensaio do aço a tração	42
Figura 4.1 –	Deslocamento Vertical - Potenciômetro 1	44
Figura 4.2 –	Deformação das armaduras de flexão das vigas	45
Figura 4.3 –	Deformação do concreto	46
Figura 4.4–	Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento posição- EW1	47
Figura 4.5 –	Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento posição – EW2	47
Figura 4.6 –	Cortante x deformação das armaduras de cisalhamento posição – EW3	47
Figura 4.7 –	Cortante x deformação das armaduras complementares (gancho) - EG1A	49
Figura 4.8 –	Cortante x deformação das armaduras complementares (Gancho)- EG2A	49
Figura 4.9–	Cortante x deformação das armaduras complementares (Gancho) - EG1B	50
Figura 4.10 –	Cortante x deformação das armaduras complementares (Gancho)- EG2B	50
Figura 4.11 –	Superfície de ruptura da viga REF	51

Figura 4.12 –	Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90a ₁	51
Figura 4.13 –	Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90b ₁	52
Figura 4.14–	Superfície de ruptura na viga Wc- 0.4- 60a ₁	52
Figura 4.15–	Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-60b ₁ .	52
Figura 4.16-	Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90a ₂ .	52
Figura 4.17-	Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90b ₂ .	53
Figura 4.18-	Cargas de ruptura experimental comparado recomendações normativas	54

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	vão de cisalhamento;
A_c	área da seção transversal de concreto;
A_s	área de aço da armadura de flexão na parte tracionada da seção transversal;
$A_{s'}$	área de aço da armadura de flexão na parte comprimida da seção transversal;
A_v	é a área de aço que cruza o plano de cisalhamento;
A_{sw}	área de aço da armadura de cisalhamento por camada;
$A_{s,cal}$	área de armadura na zona tracionada calculada;
$A_{s,esf}$	área de armadura na zona tracionada efetiva;
A_{vf}	área de aço cruzando o plano de cisalhamento;
b_w	largura da viga;
C	componente de compressão na resistência à flexão da seção transversal de elementos de concreto armado;
$C'1$	força de compressão;
$C1$	distância entre o eixo da armadura longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural;
Cov	coeficiente de variação;
CP	corpo de prova;
d	altura útil da viga;
d'	distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento;
E_C	módulo de elasticidade do concreto;
E_{Cs}	módulo de deformação secante do concreto;
EER	extensômetro elétrico de resistência;
E_s	módulo de elasticidade do aço;
$E_{s,f}$	módulo de elasticidade do aço da armadura de flexão;
$E_{s,w}$	módulo de elasticidade do aço da armadura de cisalhamento

F	força axial;
F_u	carga de ruptura;
f_c	resistência à compressão do concreto;
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto;
f_{ct}	resistência à tração do concreto;
$f_{ctk,inf}$	resistência à tração do concreto inferior em 5% dos casos;
f_{cm}	resistência à compressão média do concreto;
f_{ctm}	resistência à tração média do concreto;
f_{ys}	tensão de escoamento do aço;
f_{yw}	tensão de escoamento da armadura de cisalhamento;
f_{yv}	tensão de escoamento do aço, limitada a 420 MPa;
f_{ywd}	tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento;
f_u	tensão de ruptura da armadura;
$f_{ys,f}$	tensão de escoamento da armadura de flexão;
f_{yd}	resistência de cálculo do aço;
$f_{yw,ef}$	tensão efetiva na armadura de cisalhamento;
f_{ywk}	resistência ao escoamento do aço da armadura transversal
h	altura da viga;
h_{ef}	embutimento da armadura de cisalhamento no concreto
k	efeito de escala;
L	comprimento da viga;
l_b	comprimento de ancoragem básico;
$l_{b,nec}$	comprimento de ancoragem básico necessário;
l_{bmin}	comprimento de ancoragem básico mínimo;
LN	linha neutra;
$LVDT$	transdutor de deslocamento linear variável;
M	momento solicitante;
n_f	número de barras de flexão na seção transversal;
n_w	número de barras transversais por camada;
R_{cb}	resultante na diagonal comprimida;
R_s	resultante de tração;
S	deslizamento relativo;
s	espaçamento entre as camadas da armadura de cisalhamento;

T	componente de tração na resistência à flexão da seção transversal de elementos de concreto armado;
T ¹	resultante horizontal na seção ABDE;
V	cortante solicitante;
V _{ACI}	resistência ao cisalhamento estimada pelo ACI 318 (2014);
V _C	parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;
V _{CO}	valor de referência para V _C , quando $\theta = 45^\circ$;
V _{cy}	concreto não fissurado;
V _a	engrenamento dos agregados;
V _d	efeito de pino;
V _{EC2}	resistência ao cisalhamento estimada pelo Eurocode 2 (2004);
V _{flex}	cortante resistente à flexão estimado;
V _n	resistência ao cisalhamento direto;
V _{NBR-I}	resistência ao cisalhamento estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014);
V _{NBR-II}	resistência ao cisalhamento estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)
V _{R,c}	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal;
V _{R,cl}	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014);
V _{R,cII}	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014);
V _{R,cs}	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal;
V _{R,csI}	resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014);
V _{Rd}	força cortante resistente de cálculo;

$V_{R,max}$	resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado;
$V_{R,maxI}$	resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014);
$V_{R,maxII}$	resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014);
$V_{R,s}$	contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado;
$V_{R,sI}$	contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014);
$V_{R,sII}$	contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014);
V_{ref}	resistência última ao cisalhamento da viga de referência;
V_{sd}	força cortante solicitante de cálculo;
V_{sw}	parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;
V_u	resistência última ao cisalhamento;
W	abertura da fissura;
Z	braço de alavanca das forças resultantes internas;
α	ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento;
Δ	deslocamento vertical;
Bt	ângulo entre a armadura de tração e o eixo longitudinal do elemento estrutural;
Bc	ângulo entre o banzo de compressão e o eixo longitudinal do elemento estrutural;
ϵ_c	deformação do concreto;
ϵ_l	deformação da armadura de flexão;
ϵ_w	deformação da armadura de cisalhamento;
ϵ_{ys}	deformação de escoamento do aço
	ângulo de inclinação da biela;
μ	coeficiente de atrito;
γ_c	coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

ρ_l	taxa de armadura longitudinal;
ρ_w	taxa de armadura transversal;
T	tensão cisalhante;
τ_{ACI}	tensão cisalhante estimada pelo ACI 318 (2014);
τ_u	tensão cisalhante última;
ϕ_l	diâmetro da armadura de flexão positiva;
ϕ_l'	diâmetro da armadura de flexão negativa;
σ_{cb}	tensão na diagonal comprimida;
σ_{sw}	tensão na armadura transversal;
ϕ_w	diâmetro da armadura de cisalhamento;
ϕ_t	diâmetro das barras de armadura transversal;
v_l	fator de redução da eficiência da resistência biela.

1. INTRODUÇÃO

Para o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado solicitados por esforços cortantes faz-se necessário uma análise detalhada a respeito da ductilidade das peças, pois, é de conhecimento que a ruptura por esses esforços é comumente frágil, apresenta baixos níveis de fissuração e deslocamento, o que é sempre indesejável.

Nas últimas décadas várias estruturas colapsaram no mundo devido às falhas por esforços cortantes seja por erro de projeto ou de execução. Relatórios de acidentes estruturais em vigas de concreto armado são abordados por Lubel (2004), Gardner (2002), Subramanian (2014) Comitê ACI-ASCE 326 (1962) entre outros), em 2006 foi registrada uma falha por cisalhamento unidirecional do viaduto de três faixas La Concorde em Laval no Canadá. A seção central da via sul do viaduto colapsou, matando cinco pessoas e ferindo seriamente seis outras. A metade da pista norte, ao longo da mesma ponte, não entrou em colapso. Como ilustra-se na Figura 1.1



Figura 1.1- Colapso unidirecional viaduto de La Concorde (REPORT 2007).

Este evento é um dos muitos exemplos que ilustram o fato de que a utilização de armadura transversal mínima é imprescindível para garantir a resistência do elemento estrutural ao cisalhamento.

Atualmente existe uma variedade de armaduras transversais, porém o mais empregado é o chamado estribo fechado, conforme mostra-se na Figura 1.2.

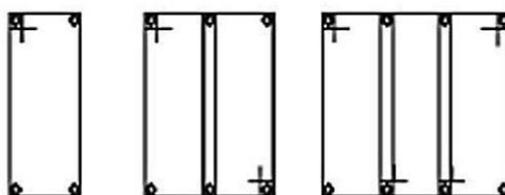
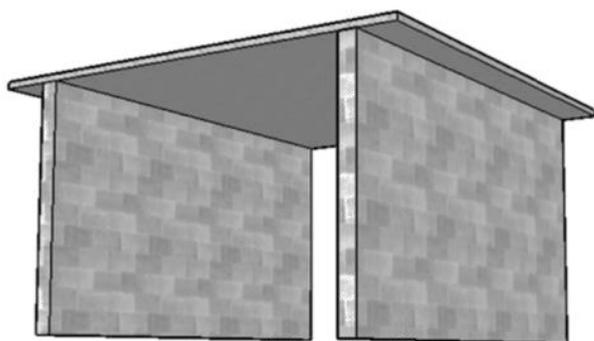
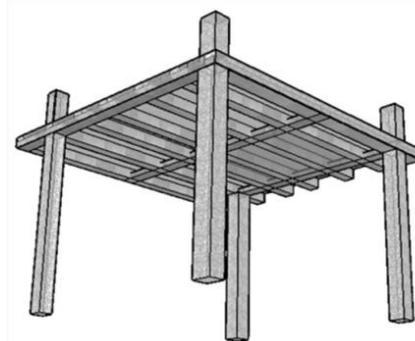


Figura 1.2- Estribos convencionais (Melges, 2001).

Este tipo de estribo garante uma boa resistência aos esforços cisalhantes e pode ser executado no local, no entanto, a montagem constitui um dos processos mais trabalhosos, devido a algumas estruturas de concreto armado estarem sujeitas a altas solicitações por flexão e cisalhamento, estruturas tipo laje sobre apoio contínuo, (Figura 1.3 a e b), são exemplos de elementos que estão sujeitos a altas tensões de cisalhamento unidirecional exigindo altas taxas de armadura longitudinal que poderão conflitar na montagem das mesmas.



a) Laje unidirecional sobre apoio contínuo



b) Lajes apoiadas em vigas

Figura 1.3- Estrutura sujeitas altas tensões de cisalhamento.

A utilização de armaduras internas que são as armaduras transversais ancoradas entre as barras de flexão vem atualmente ganhando expressividade entre pesquisadores da área da construção civil, tanto no contexto nacional como no internacional, conforme evidenciaram Trautwein (2006), Caldentey *et al.* (2013), Furche (2014) e Tapajós (2017).

Esse sistema apresenta algumas vantagens associadas ao seu tipo de montagem, tais como: facilidade na instalação, pré-fabricação das armaduras fora do canteiro de obras, melhora a produtividade, economia nas armações, além de não conflitarem com as barras longitudinais. Porém, um cuidado especial deve ser dado no que se refere a ancoragem

desse tipo de armadura, a qual está sujeita a ruptura por delaminação (Figura 1.4), que se caracteriza por um modo de ruptura prematura ocorrendo sem o escoamento da armadura longitudinal

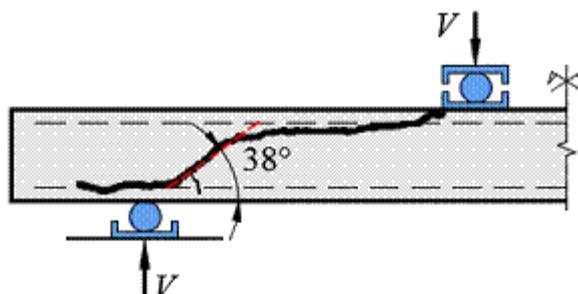


Figura 1.4 - Ruptura por delaminação (Ferreira *et al.*, 2016).

Entretanto, pesquisas realizadas por Andrade (1999) e Trautwein *et al.* (2013) mostram que é possível controlar essa ruptura horizontal se for garantida a ancoragem das armaduras internas a armadura de flexão utilizando armaduras complementares.

Ferreira *et al.* (2016) desenvolveu uma nova armadura de cisalhamento treliçada pré-fabricada montada em módulos e posicionada entre as armaduras de flexão. Com a utilização da armadura complementar na face tracionada e na face tracionada e comprimida, como ilustrado na Figura 1.5 a e b, os esforços da armadura principal podem ser transferidos por transpasse à região nodal, e a abertura da fissura horizontal pode ser controlada, pois as armaduras complementares costuram essa fissura.

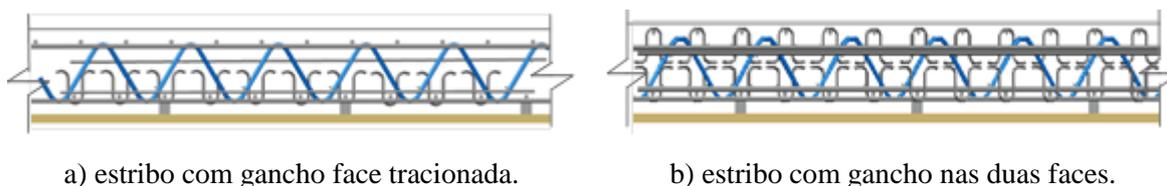


Figura 1.5- Detalhe da armadura treliçada pré-fabricada.

Porém, existe uma carência de informações científicas a respeito do comportamento estrutural dessa armadura complementar. Nesse contexto pode citar os trabalhos de Trautwein *et al.* (2011), Ferreira *et al.* (2016) e Tapajós (2017)

Desta forma, observa-se a necessidade de se avaliar a eficácia da armadura complementar, de forma a combater os esforços cortantes em vigas com estribos treliçados pré-fabricados.

1.1. Justificativa

Para combater aos esforços cortantes em vigas de concreto armado é importante que a armadura transversal envolva as barras longitudinais de tração, sendo um aspecto fundamental para garantir ancoragem dos estribos. No entanto, devido às dificuldades construtivas que esse detalhe de ancoragem acarreta, tem sido prática comum em alguns países como a Espanha inserir as armaduras transversais entre as armaduras de flexão (CALDENTY, 2013).

Além do conflito na montagem de peças densamente armadas, outro fator que pode comprometer o desempenho mecânico desses elementos é a angulação da armadura transversal. Fundamentado no campo de tensão de inclinação variável, o qual o ângulo de inclinação é diferente de 45°, algumas normas como Eurocode 2 (2004) e do CEB FIP 90 afirmam que as armaduras posicionadas a 90° não apresentam comportamento plenamente satisfatório, por esse motivo justifica-se a escolha por analisar a armadura com angulações diferentes em busca de respostas mais eficientes.

Todavia, um efeito desfavorável decorrente do uso dessas armaduras seria a ruptura prematura por delaminação (Figura 1.4). No intuito de combater esse evento, estabelece-se na NBR 6118 (2014) a necessidade de garantir a ancoragem dos estribos por meio de ganchos, ou barras longitudinais soldadas. Trautwien (2006) concluiu em seus estudos de lajes com estribos internos, que o uso dessas armaduras complementares contribui para o aumento da ductilidade e da resistência das peças.

Embora alguns autores como, Caldentey *et al.* (2013), Ferreira *et al.* (2016) e Tapajós (2017) tenham analisado os resultados experimentais e valores teóricos calculados com base nas normas de projeto de concreto armado como a NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e EC2 (2004) para casos de vigas submetidas ao cisalhamento com armaduras internas, ainda falta verificar se essas armaduras complementares (ganchos) irão de fato impedir o surgimento de fissuras prematuras horizontais e assim garantir a respostas conclusivas desses elementos. Motivando a busca do conhecimento científico faz-se necessária uma análise do comportamento dessas armaduras complementares no reforço da ancoragem de estribos treliçados pré-fabricados

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

Analisar experimentalmente a influência da ancoragem da armadura complementar (ganchos) fixada na parte comprimida e tracionada das vigas de concreto armado como reforço dos estribos treliçados pré-fabricados.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar a contribuição das armaduras complementares (ganchos) em cada face (tracionada e comprimida) das vigas, no combate à delaminação nos estribos treliçados pré-fabricados com inclinações de 90° e 60°;
- Analisar os resultados experimentais em relação as recomendações normativas da NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e Eurocode 2 (2004), no intuito de verificar a possibilidade do dimensionamento de elementos de concreto armado ao cisalhamento com a armadura interna; Estrutura do trabalho

1.3. Estrutura do trabalho

Esta dissertação é apresentada em 5 capítulos. O primeiro capítulo trata de uma introdução geral do problema, a justificativa do trabalho e os objetivos a serem alcançados na pesquisa.

No segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre o assunto, mostrando os parâmetros que influenciam na resistência ao cisalhamento, com e sem armadura transversal, apresenta aspectos básicos em relação à ancoragem, assim como os mecanismos de funcionamento das armaduras transversal interna, tipos de ruptura por cisalhamento, também é apresentado um resumo das recomendações normativas.

No capítulo três, é apresentado o programa experimental a ser executado, sendo apresentadas as características das vigas, instrumentação, sistema de ensaio e as previsões das recomendações de resistência para todas as vigas.

No capítulo quatro são apresentados e discutidos os resultados experimentais tais como carga de ruptura, deslocamentos, deformação e comparação com as resistências teóricas obtidas seguindo as recomendações apresentadas neste trabalho.

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

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado um mapeamento sistemático de bibliografias, também são abordados alguns conceitos relacionados à resistência de armadura transversal inclinada, além de serem apresentadas as prescrições normativas adotadas pela ACI 318 (2014), Eurocode 2 (2004) e NBR 6118 (2014) modelo I e II.

2.1. Resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal

Segundo Macgregor (1977) há contribuição das várias componentes dos mecanismos das resistências ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, exceto a componente relativa ao efeito de arco, como mostrado na Figura 2.1. Quando a estrutura é solicitada, o cisalhamento é transferido na peça através da linha ABC

Pelos mecanismos de resistência do concreto: concreto não fissurado (V_{cy}), engrenamento dos agregados (V_a) e efeito de pino (V_d). Imediatamente, após o inclinação das fissuras de flexão, entre 40% e 60% da resistência total ao cisalhamento é resistida pelo trabalho conjunto de V_d e V_{cy} .

Considerando a parte DEF da estrutura fissurada e assumindo os momentos com relação ao ponto E, tem-se que V_d e V_a causam momento em relação ao ponto E, que deve ser equilibrado pela força de compressão $C'1$. O equilíbrio da resultante horizontal na seção ABDE mostra que $T1 = C1 + C'1$, a qual deve equilibrar o momento externo desta seção.

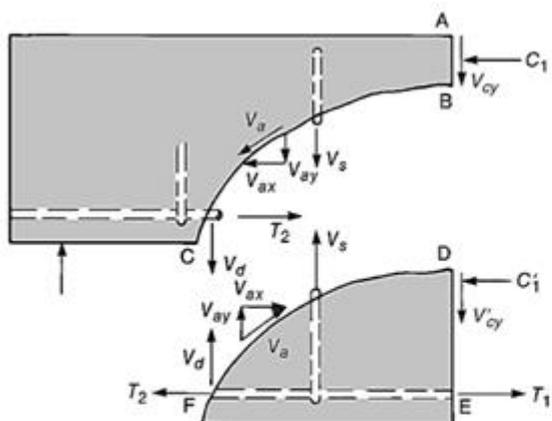


Figura 2.1 - Força atuante em fissuras inclinadas (MACGREGOR, 1977).

Com o progresso da fissura diagonal, a parcela V_a decresce, aumentando a fração resistida por V_{cy} e V_d . O efeito de pino, V_d , conduz a separação do concreto ao longo da armadura. Quando ocorre a fissura, V_d cai, aproximando-se de zero.

Quando V_a e V_d desaparecem, então faz V_{cy} e $C1$, com que o resultado de todo o cisalhamento e compressão seja transmitido para a profundidade AB acima da fissura. Neste momento da vida útil da estrutura, a seção AB sendo muita rasa, não resistirá às forças de compressão necessárias para o equilíbrio.

Leonarhandt *et al.* (1977) propôs que o comportamento de uma peça sem armadura transversal, na região fissurada pela flexão, resultaria da combinação de dois mecanismos resistentes: mecanismo de viga e o mecanismo de arco.

O equilíbrio da força cortante seria decorrente da variação do momento fletor provocado pela variação da posição da força resultante no banzo comprimido e da força da armadura longitudinal, que proporciona a transferência de força vertical através do efeito de pino.

Caso o momento aplicado fosse maior que o momento de fissuração, o mecanismo de arco seria mobilizado na seção. Assim a inclinação do banzo dependeria do momento fletor e, portanto, da relação a/d . Vigas com a relação a/d maior que 2,5 têm uma tendência de resistência ao cisalhamento menor, devido ao efeito arco, sendo que em vigas mais esbeltas os mecanismos de transferência de cisalhamento não se desenvolve de forma direta.

A variação do efeito arco em função da relação a/d pode ser verificada na Figura 2.2, de acordo com os estudos de (FISKER *et al.*, 2016).

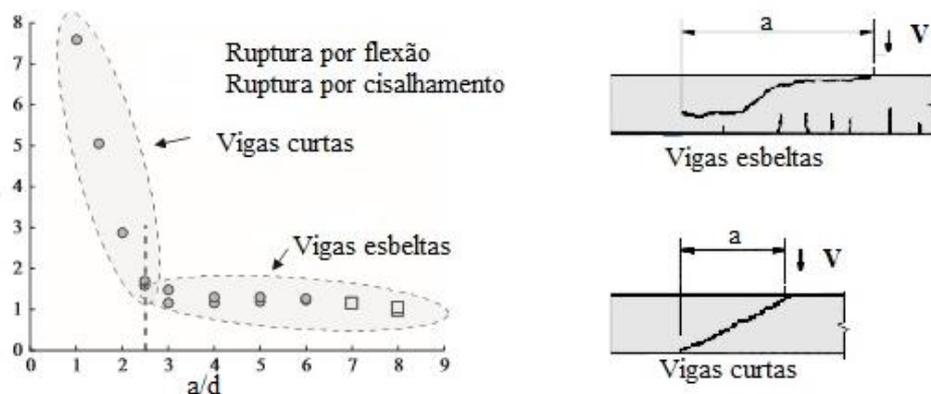


Figura 2.2 - Efeito arco (Adaptado FISKER E HAGSTEN, 2016).

De acordo com Walraven (1980) e Sagaseta (2011), os parâmetros fundamentais que influem no engrenamento dos agregados são a rugosidade da superfície de contato, diâmetro máximo do agregado graúdo e abertura e tipos de fissuras.

Para Fusco (2008), a armadura de flexão contribui na resistência entre fissuras, já que as barras funcionam como pino de ligação entre as duas faces da fissura, contudo, essa resistência só será alcançada se a qualidade do concreto na camada de cobrimento da armadura for boa, permitindo uma boa aderência para a transferência de esforços e ancoragem da barra na peça.

Fenwick (1968) notou a diminuição da força cortante de ruptura em vigas sem estribos, ao eliminar parcelas de resistência proporcionada pelo engrenamento dos agregados e pelo efeito pino da armadura longitudinal, demonstrando a importância desses fenômenos.

Desde 1970, vários estudos foram realizados sobre a contribuição do efeito pino e do atrito nas fissuras inclinadas na resistência ao cisalhamento. Regan (1971) incluiu em sua pesquisa a ação do atrito e o efeito pino na transferência da força cortante. Esse efeito é eficiente em regiões onde dificilmente se propagam fissuras horizontais de delaminação, casos de vigas curtas ou ainda vigas esbeltas com estribos.

Fernández Ruiz *et al.*(2013) ainda relatam que, quando a fissura crítica de cisalhamento se desenvolve cruzando a armadura de compressão da viga, o efeito pino se torna muito eficiente. Porém, quando as fissuras por delaminação se formam em vigas esbeltas sem estribos, esse efeito deve ser desprezado (JELIC *et a.*, 1999).

Nota-se a importância da utilização de armadura transversal, por mais que o concreto apresente um conjunto de mecanismos para redistribuição dos seus esforços internos e de combate ao cisalhamento, ainda há dependência da resistência máxima à tração do concreto, limitando-se a pequenos vãos.

2.2. Resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal

Apesar das vigas sem armadura transversal possuírem certa resistência ao cisalhamento, o modo de ruptura associado a esses elementos é frágil, uma vez que a maioria dos efeitos resistentes apresentam grande eficiência somente quando o tamanho das fissuras for na ordem de 0,2 mm.

Sendo assim, com o aumento da fissuração, grande parte da resistência da viga ao cisalhamento é comprometida, e o mecanismo de transferência dessa ação é interrompido, levando a uma ruptura brusca (TAPAJÓS, 2017).

Para descrever o mecanismo de resistência ao cisalhamento com armaduras transversais, nas normas NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004) e ACI 318 (2014) recomenda-se uma taxa de armadura mínima, determinada pela (Equação 2.1).

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \text{ sen}\alpha} \geq 0,2 \frac{f_{cy,m}}{f_{ywk}} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

A_{sw} é a área da seção transversal total de cada estribo;

S é o espaçamento dos estribos;

α é o ângulo de inclinação dos estribos ao eixo longitudinal da elemento estrutural;

b_w é a largura média da alma;

f_{ywk} é a resistência ao escoamento do aço da armadura transversal e

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto.

O primeiro modelo para a previsão da resistência ao cisalhamento de vigas, foi introduzido por Ritter e Morsch (1970), baseado na analogia de treliça, onde a contribuição do concreto é dada por suportes diagonais de compressão, com ângulo fixo de 45°. Nas últimas décadas, esse modelo foi substituído por um novo modelo baseado na teoria plástica proposta por Nielsen (1999).

Em particular, este novo modelo assume um campo de tensão de compressão no concreto, e um campo de tensão uniformemente distribuída, correspondente à ação dos estribos. Nesta abordagem, o ângulo de inclinação θ das tensões de compressão pode ser diferente de 45°. De fato, após a obtenção de reforços da armadura transversal, o ângulo de inclinação θ varia conforme a força de cisalhamento aumenta.

Esta abordagem está incluída nos modelos aceitos em códigos internacionais Eurocode 2(2004), CEB-FIP 90 (1993) para projetos de elementos estruturais de concreto armado reforçados transversalmente submetidos ao cisalhamento.

Segundo Bastos (2017) os estribos devem estar próximos entre si a fim de interceptarem quaisquer possíveis fissuras inclinadas devido ao esforço corte o que leva à necessidade da treliça múltipla. Uma ruptura precoce pode ocorrer quando a distância entre

as barras for $\geq 2z$ para estribos inclinados a 45° e $> z$ para estribos a 90° (Figuras 2.3a e 2.3b). Onde z é o braço de alavanca da viga (distância entre as forças resultantes relativas ao banzo de concreto comprimido e a armadura longitudinal de tração);

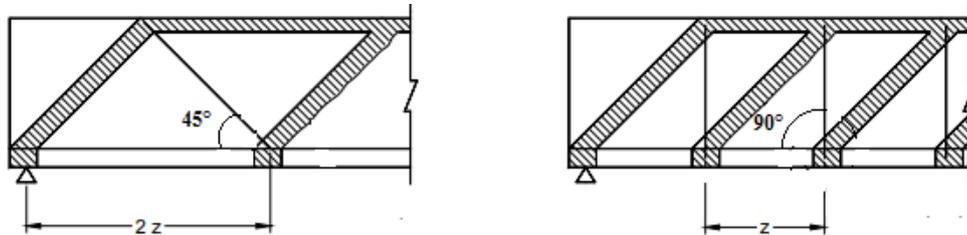


Figura 2.3 - Analogia de treliça (MORSCH LEONARHANDT E MORNING 1977).

A NBR 6118 (2014) admite dois modelos para o cálculo da armadura, denominadas modelos de cálculo I e II, sendo que, no modelo I, a treliça admitida é a de Morsch, com banzos paralelos e bielas de compressão inclinadas de 45° . A Tabela 2.1 abrevia as diversas relações possíveis para treliças clássicas em função do ângulo de inclinação da diagonal tracionada.

Tabela 2.1- Relação em função do ângulo de inclinação Basto (2018).

Relação	α qualquer	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
Resultante na diagonal comprimida (R_{cb})	$\sqrt{2}V$	$\sqrt{2}V$	$\sqrt{2}V$
Tensão na diagonal comprimida (σ_{cb})	$2 \frac{V}{b_w z} \frac{1}{1 + \cotg \alpha}$	$\frac{V}{b_w z}$	$2 \frac{V}{b_w z}$
Resultante da Tração (R_s)	$\frac{V}{\text{sen} \alpha}$	$\frac{V}{\text{sen} 45}$	V
Tensão na armadura transversal (σ_{yw})	$\frac{V}{z} \frac{s}{A_{sw, \alpha}} \frac{1}{\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha}$	$\frac{V}{z} \frac{s}{A_{sw, 45}} \sqrt{2}$	$\frac{V}{z} \frac{s}{A_{sw, 90}} \sqrt{2}$

A equação para determinar a tensão na diagonal comprimida comprova que a tensão depende do ângulo α de inclinação da armadura transversal.

Em virtude disso, a armadura transversal a 90° não é favorável, a tensão diagonal comprimida (biela de compressão) é o dobro da mesma tensão para armadura de 45° . Devido à armadura de 45° acompanhar a inclinação das tensões principais de tração, logo essas apresentam maior eficiência em costurar a fissura (BASTO 2018).

Pesquisas realizadas por Melo *et al.*(2000), Andrade (2000), Trautwein (2001) e Colajanni *et al.*(2014) apresentam resultados de ensaios em estribos com inclinação de 45° e 60° em relação ao plano da laje. Este último mostrou excelente desempenho estrutural.

A viga fissurada pode passar a trabalhar pelo método da treliça e as partes de concreto passam a resistir à compressão. Estas fissuras por flexão não diminuem nem extinguem a resistência da peça ao cortante, pois, ainda ocorre à transmissão dos esforços para os apoios, tal acontecimento é conhecido como engrenamento dos agregados de acordo com Fusco (2008).

2.3. Modos de ruptura por cisalhamento em elementos de concreto

Estudos de Rüsçh (1981) afirmam que as fissuras de flexão podem originar fissuras de cisalhamento em seções retangulares. Para o autor, isso acontece porque após o surgimento das fissuras de flexão estas desenvolvem uma redistribuição de tensões internas que influenciam a inclinação das fissuras de cisalhamento.

A Figura 2.4 ilustra um modelo de bielas e tirantes, sendo as linhas pontilhadas as bielas comprimidas e as contínuas os tirantes tracionados, posicionados onde se encontram as armaduras de cisalhamento e flexão.

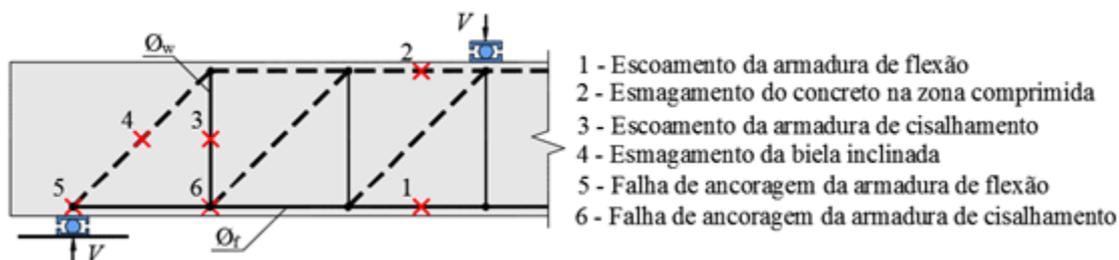


Figura 2.4 - Modos de ruptura de uma viga (TAPAJÓS, 2017).

As verificações quanto aos esforços de flexão devem ser feitas atentando-se para o escoamento da armadura de flexão e o esmagamento da zona comprimida, simultaneamente nos pontos 1 e 2, no primeiro caso pode ocorrer em vigas sub armadas onde a estrutura atinge sua capacidade máxima resistente após a armadura de flexão escoar.

No segundo caso ocorre em vigas super armadas, a peça pode atingir sua capacidade máxima quando o concreto esmaga na zona comprimida. Nos dois exemplos caracterizam-se rupturas por flexão. Além da verificação quanto à flexão, é necessária também a verificação quanto ao cisalhamento.

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

Uma viga pode falhar após ocorrer o esmagamento da biela inclinada ilustrado no ponto 4, podendo levar a mesma, inclusive, à ruína. Esse tipo de ruptura pode ocorrer em vigas muito curtas, onde a resistência à flexão é superior ao cisalhamento.

Já nos pontos 5 e 6 (Figura 2.4), ocorre quando a falha de ancoragem da armadura de flexão, a viga não consegue atingir a capacidade máxima para a qual foi projetada. O mesmo ocorre quando a armadura de cisalhamento não consegue transferir os esforços de tração para a armadura longitudinal, com isso, desenvolvem-se fissuras horizontais de delaminação, podendo levar a estrutura a romper. Isso pode ocorrer em armaduras de cisalhamento interna.

2.4. Armadura complementares no reforço de estribos internos

Andrade (1999) realizou ensaios em lajes com armadura de cisalhamento posicionada internamente à armadura de flexão, com e sem armadura complementar, o autor relatou que o uso pinos na chapa inferior da armadura de cisalhamento evitou o surgimento de fissuras horizontais comparando com as lajes sem a armadura complementar.

Para o autor o uso de armaduras transversais ancoradas entre as armaduras de flexão é algo bem justificado, devido sua maior versatilidade no projeto e no canteiro de obra, no entanto, quando não há o envolvimento da armadura de flexão pela de cisalhamento, ocorre uma perda da resistência da ligação e uma modificação no seu modo de ruptura podendo haver ruptura prematura,

De acordo com Andrade (1999) o uso de armadura transversal com ancoragem interna é viável desde que se conheça a suas limitações. De acordo com Melges (2001), a ancoragem dos segmentos verticais pode ser através de chapa nas extremidades do segmento, dobra ou ganchos.

Os estribos serão efetivos se não ocorrer o *escorregamento* da sua ancoragem, este escorregamento pode incidir nas dobras da armadura transversais e causam grandes aberturas às fissuras de cisalhamento fazendo assim com que a ruína ocorra antes da tensão de escoamento dos estribos.

Takeya (1981 apud Melges, 2001) realizou ensaios utilizando ganchos, no seu estudo relatou que o desempenho das armaduras complementares foi satisfatório, todavia ressalvam que para obter uma ancoragem da armadura eficiente deve-se garantir que entre o gancho e a armadura de flexão não haja folga, esse contato é importante devido à armadura de flexão servir como apoio para a ancoragem da armadura complementar, conforme Figura 2.5, Não ocorrendo este contato, a contribuição, como um todo, dos ganchos na resistência da ligação, estará comprometido.

Neste capítulo é apresentado



Figura 2.5- Ancoragem dos ganchos (Melges, 2001)

Com o intuito de testar a eficiência de armadura complementar no reforço de armadura transversal interna a barras de flexão, Trautwein (2006) realizou ensaios em onze lajes quadradas de 3000 mm de largura e 200 mm de altura onde as principais variáveis da pesquisa foram a distribuição da armadura transversal com ancoragem entre a armadura de flexão e os pinos ou ganchos em forma de *U* (Figura 2.6), utilizados na parte inferior da armadura de cisalhamento, os ganchos eram compostos por barras de 8 mm de diâmetro abraçando a armadura de cisalhamento da parte inferior, o comprimento dos ganchos era de 50 mm e sua altura de 55 mm, para facilitar a fixação da armadura complementar foram produzidos quadros metálicos, com barras de aço de 5 mm.

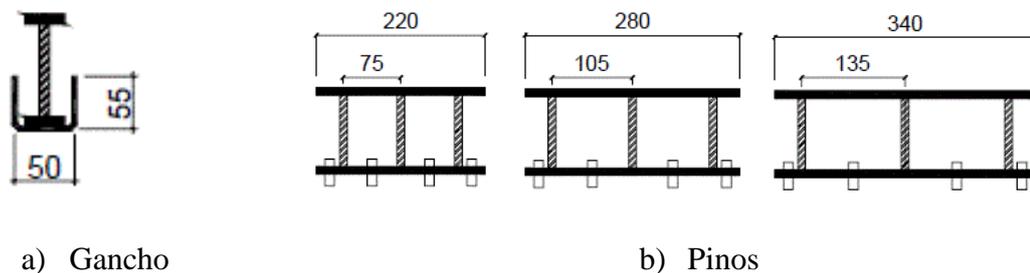


Figura 2.6- Detalhe das armaduras de costuras (TRAWTUEIN, 2006)

O autor relatou que o uso da armadura de costura em algumas lajes retardou o surgimento das fissuras horizontais e em outras lajes a armadura conseguiu impedir a formação destas fissuras, além de provocar um pequeno acréscimo na resistência ao corte de cisalhamento.

Os estribos têm um papel importante nas estruturas de concreto armado devido ao confinamento que ocorre, com uso deste tipo de armadura é possível aumentar a capacidade de ancoragem, uma vez que o concreto ficar sujeito às tensões tríplices. O uso de armadura transversal é recomendável quando houver tensões de tração na direção perpendicular das barras ancoradas. Se ela cruzar as fissuras por fendilhamento, sua eficiência é garantida no controle da abertura. O uso da armadura transversal também é importante nas barras tracionadas terminadas em gancho, pois causa um confinamento que

impede a ruptura de aderência por fendilhamento causadas pelas tensões normais de compressão no plano da curva.

Resumidamente, pode-se afirmar que as armaduras longitudinais junto com as armaduras transversais contribuem para o efeito de confinamento do concreto evitando seu fendilhamento e proporcionando o aumento de aderência.

Lundgren e Magnusson (2002) analisaram a ancoragem de barras nervuradas em apoios diretos e indiretos variando a resistência do concreto e a taxa de armadura transversal. Observaram que a capacidade de ancoragem aumenta significativamente com a presença de estribos e é proporcional a resistência do concreto. Entretanto, para concretos de alta resistência a ruína da ligação aço-concreto ocorre de maneira frágil, em consequência da dificuldade de distribuição de forças de tração entre as barras ancoradas.

A NBR 6118 (2014) determina que as barras da armadura tenham sua ancoragem garantida de forma que todas as forças as quais estejam submetidas sejam transferidas ao concreto, seja por aderência entre o concreto e a barra, por dispositivos mecânicos, ou ambos. A falta de aderência ou ancoragem das barras pode provocar uma ruptura a uma solicitação inferior àquela que seria resistida pelo elemento com boa ancoragem.

A prescrição normativa estabelece que a ancoragem dos estribos deva ser garantida por meio de ganchos ou barras longitudinais soldadas. Os ganchos dos estribos podem ser: semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com a ponta reta de comprimento igual a $5.\phi_t$, porém não inferior a 5 cm.; em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a $10.\phi_t$, mas não inferior a 7 cm

De acordo com Fusco (1994), em ancoragens retas, a transferência de esforços é feita por meio de solicitações tangenciais. Além da tendência ao fendilhamento ao longo da ancoragem, existe uma concentração de tensões nas extremidades, que acaba convergindo em uma ruptura localizada.

Segundo a NBR (6118 - 2014) – Item 9.4.1.1, quando os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho. A exceção das regiões situadas sobre apoios diretos, às ancoragens por aderência devem ser confinadas por armaduras transversais ou pelo próprio concreto, considerando-se este caso quando o cobrimento da barra ancorada for maior ou igual a $3.\phi$.

Conforme a NBR 6118 (2014) – Item 9.4.2.3, os ganchos das extremidades das barras da armadura longitudinal de tração podem ser:

- i) semicirculares, com a ponta reta de comprimento não inferior a $2.\phi$;

ii) em ângulo de 45° (interno), com ponta a reta de comprimento superior a 4.Ø;

iii) em ângulo reto, com a ponta reta de comprimento não inferior a 8.Ø.

A Figura 2.5 mostra o diâmetro interno da curvatura dos ganchos.

A norma estabelece que o diâmetro interno da curvatura do dobramento dos ganchos das armaduras longitudinais de tração deve ser pelo menos igual ao estabelecido na Tabela 2.1

Tabela 2.1 Diâmetro interno da curvatura e dobramento dos ganchos NBR 2018 (2014)

Bitola (mm)	Tipos de Aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 20	4 φ	5 φ	6 φ
≥ 20	5 φ	8 φ	-

Quando se realiza a ancoragem de barras tracionadas, terminadas em ganchos no plano da curva surge tensões normais de compressão, além de tensões tangenciais na parte reta. Essas tensões de compressão aumentam a possibilidade de ruptura de aderência por fendilhamento. Portanto, para o uso desse tipo de ancoragem faz-se necessário garantir o confinamento na região da curva, por meio de um valor adequado de cobertura.

O comprimento de ancoragem por aderência de uma barra é o comprimento mínimo necessário para que se transfira ao concreto a força de tração que a solicita, sem que as tensões médias de aderência sejam superiores à tensão última. A NBR 6118 (2014)–Item 9.4.2.4, e o EUROCODE (1992) definem o comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{bd}$ nessa barra, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

É possível calcular o valor do comprimento de ancoragem no estado limite último da barra submetida ao esforço e da reação do concreto que a envolve, basta conhecer as características geométricas da barra, a sua resistência ao escoamento, assim como o valor da tensão última de aderência, calculada em função da resistência característica à compressão do concreto e do coeficiente de rugosidade da barra. O comprimento de ancoragem básico é dado pela (Equação 2.2).

$$l_b = \frac{\theta f_{yd}}{4 f_{bd}} \leq 25\theta \quad (\text{Equação 2.2})$$

- a) A NBR6118 (2014) – Item 9.4.2.5, indica que o comprimento de ancoragem necessário seja calculado pela (Equação 2.2).

$$l_{b,nec} = \alpha_1 l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Sendo:

$\alpha_1 = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha_1 = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho $\geq 3 \theta$

l_b é o comprimento de ancoragem;

$l_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3.l_b$, $10.\theta$ e 100 mm.

Para observar a eficiência entre vários mecanismos de ancoragem, Regan (2000) realizou ensaios de arrancamento em seis condições de ancoragem diferentes em concreto não fissurado com comprimentos de ancoragem abaixo de 100 mm. A Figura 2.7 mostra que os resultados de carga última (F_u) seguem a mesma tendência para as condições de conectores com cabeça em superfícies inclinadas ou retas e barras dobradas à 90° e 180° envolvendo armaduras longitudinais, com apenas as barras dobradas sem envolver uma barra horizontal obtendo uma curva de resultados mais baixa.

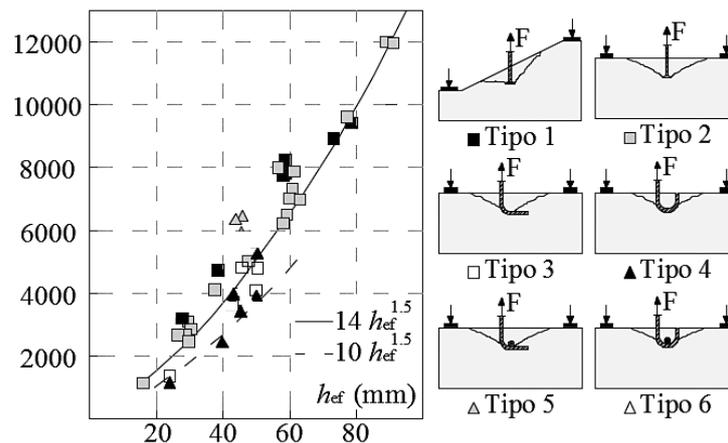
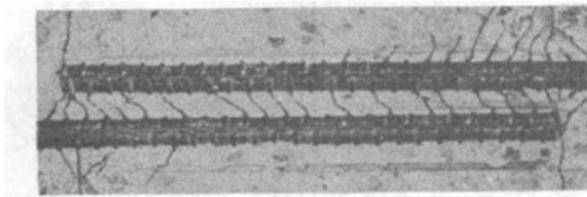


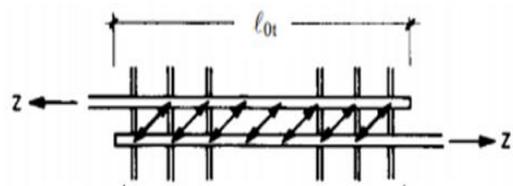
Figura 2.7 – Arrancamento de barras embutidas (adaptado de REGAN, 2000).

2.5. Barras emendadas com armadura transversal.

As emendas de barras por transpasse são realizadas por simples justaposição longitudinal das barras num comprimento de emenda determinado, como mostrado na Figura 2.8a e na Figura 2.8b. A NBR 6118 (2014) recomenda que a emenda por transpasse seja com barras de diâmetro até 32 mm, a transferência da força de uma barra para outra numa emenda por transpasse ocorre por meio de bielas inclinadas de compressão, como indicadas na Figura 2.8b. Ao mesmo tempo surgem também tensões transversais de tração, que requerem uma armadura transversal na região da emenda.



a) Aspecto da fissuração na emenda



b) Transmissão da força por bielas

Figura 2.8- Emendas de duas barras tracionadas (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

A NBR 15961 (2011) estabelece que o diâmetro máximo das barras de armadura não seja superior a 25 mm. Barras emendadas com o espaçamento nulo, ou seja, justaposta, existe uma contribuição menor do concreto na transferência da carga, no entanto ainda existem os efeitos da compressão transversal e da adesão.

De acordo com a NBR 6118 (2014) as barras a serem emendadas devem ficar próximas entre si, numa distância não superior a 4ϕ . A Figura 2.9 mostra que as barras com saliências podem ficar em contato direto, dado que as saliências mobilizam o concreto para a transferência da força.

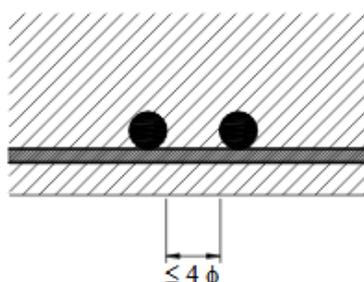


Figura 2.9 - Distância máxima entre duas barras emendadas por transpasse (BASTO, 2018).

O modelo de fissuração na ruptura de emendas depende do cobrimento de concreto nas duas direções. A ruptura do cobrimento na região da emenda ocorre por fissura na pré-ruptura ou fissura na ruptura, dependendo do espaçamento entre as emendas. A resistência da emenda depende do comprimento de transpasse, do diâmetro e espaçamento das barras e da resistência do concreto. O aumento do comprimento de transpasse não aumenta a resistência da emenda na mesma proporção.

2.6. Armadura de cisalhamento

As armaduras transversais têm como objetivo manter as barras longitudinais da viga posicionadas de acordo com o seu dimensionamento, e também servem para combater esforços cortantes que provocam tensões de cisalhamento. Estudos realizados por Oliveira *et al.*(2000), Regan e Samadin (2001) e Eom *et al.* (2017) ensaiaram distintas armaduras tais como: estribos fechados (Figura 2.10a), estribos abertos (Figura 2.10b), estribos contínuos (Figura 2.10d), e estribos inclinados (Figura 2.10c), estribos stud rail (Figura 2.10e), e estribos *stud rail* interno (Figura 2.10f), Os estribos fechados e estribos pente apresentam complicações durante a etapa de armação.

Estribos abertos, embora apresentem uma execução mais simples em relação aos estribos supracitados, necessitam custo elevado de mão-de-obra para envolver as pernas superiores e inferiores dos estribos nas barras de flexão. Experimentos nacionais como os de Melo *et al.*(2000), Andrade (2000) , Trautwein (2001) desenvolveram um tipo estribo aberto com ângulos de inclinação de 45° e 60°, estes estribos quando inclinados a 60° mostraram ter grande eficiência, porém são pouco utilizados por questões construtivas

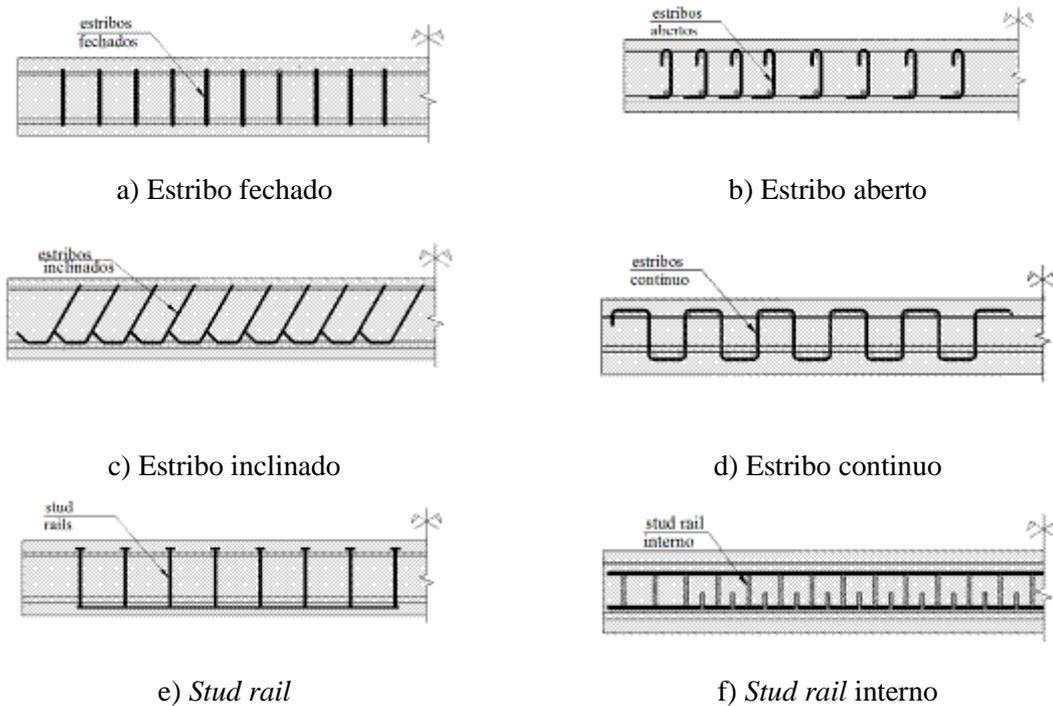


Figura 2.10 - Exemplos de armaduras de cisalhamento (Ferreira, 2016).

2.7. Barras emendadas com armadura transversal.

Qualquer barra da armadura, inclusive armadura de distribuição de montagem e estribos deve ter cobrimento de concreto no mínimo igual ao seu diâmetro e nunca inferior ao exposto na Tabela 2.3

Tabela 2.3 Cobrimento nominal das barras item da NBR 6118 (2014).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/ pilar	25	30	40	50
	Todos	30	35	45	55

2.8. Barras emendadas com armadura transversal.

Nas últimas décadas alguns pesquisadores vêm se empenhando em analisar a contribuição da armadura de cisalhamento interna, podem ser citados estudos com

ancoragem somente em uma das faces das armaduras de flexão (zona de compressão ou zona de tração), conforme verificados por Kinnunen, Nylander e Tolf (1978), Broms (1990) e Chana (1993) ou sem ancoragem, de acordo com pesquisas realizadas por Yamada, Nanni e Endo, 1992.

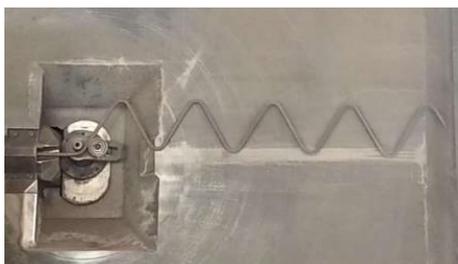
Dentre esses estudos uma pesquisa que vêm se destacando é o trabalho realizado por Ferreira *et al.* (2016). Com uso de armadura treliçada pré-fabricada, é um tipo de armadura transversal interna. Como mostra Figura 2.11. Este tipo de armadura de cisalhamento possui várias vantagens, como boa adaptabilidade à armadura de flexão, pois não depende do seu posicionamento, bem como, pode servir de apoio para a fixação das barras de flexão.

Os idealizadores deste modelo de armadura têm como objetivo que estas armaduras sejam fabricadas industrialmente como uma treliça contínua, possibilitando o corte na obra com a dimensão desejada, como as armaduras apresentadas por Tapan (2014), Furche e Bauermeister (2014) e Eom *et al.* (2017).

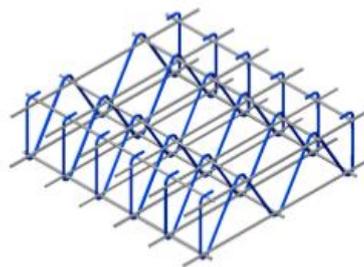
O ensaio de Ferreira *et al.* (2016) consistiu em 8 vigas faixas de concreto armado, submetidas a ensaios de cisalhamento para avaliar o desempenho mecânico de estribos treliçados pré-fabricados. com dimensões de 2500 mm de comprimento e 500 mm de largura.

As principais variáveis foram: o tipo de armadura de cisalhamento; sendo duas vigas de referência, sem a presença de armadura transversal; duas compostas com estribos convencionais e quatro vigas compostas por armadura treliçada pré-fabricada. Os módulos apresentam inclinações de 45° e 90° ao longo da armadura para aferir o aumento da resistência ao cisalhamento.

O intervalo de cisalhamento para a relação de profundidade efetiva (a_v / d); e a flexão (ρ_l) e cisalhamento (ρ_w) relações de reforço. Em geral, tanto a resposta quanto a resistência ao cisalhamento dos elementos estruturais com armadura treliçada não conectados foram semelhantes aos elementos com estribos verticais fechados. Acréscimos de resistência ao cisalhamento de até 84% foram obtidos.



a) Processo industrializado da armadura



b) Modulo da armadura treliçada pré-fabricada

Figura 2.11 – Armadura transversal pré- fabricada (Ferreira *et al.* 2016).

Tapajós (2017), motivado pelo trabalho de Ferreira et al. (2016), testou nove vigas de concreto armado todas com 2000 mm de comprimento e 500 mm de largura, sendo que destas, uma foi de referência, sem armaduras de cisalhamento, duas com estribos fechados, duas com *studs*, duas com estribo treliçado pré-fabricado sem ganchos e duas com ganchos o qual possuem o intuito de evitar ruptura prematura.

As principais variáveis do estudo foram às taxas de armaduras, mantendo fixa a relação a/d próxima de 3,5, para que fosse possível observar o desempenho das armaduras transversais, sem influência do efeito arco.

A Tabela 2.4 apresenta as principais variáveis dos ensaios realizados por Tapajós (2017). As nomenclaturas adotadas para as vigas fazem referência às suas principais características, R para a viga de referência, C para as vigas com estribo fechado, S para as vigas com stud, W para as vigas com estribo treliçado pré-fabricado e Wc para as vigas com estribo treliçado pré fabricado com armadura complementar, com o intuito de evitar uma possível delaminação. O número 3.5 faz referência à relação a/d e o último número, que varia de 0,16 a 0,25, faz referência à taxa de armadura transversal.

Tabela 2.4 Características das vigas ensaiadas por Tapajós (2016).

Série	Viga	a/d	d (mm)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	Tipo de armadura
1 ^a /2 ^a	R-3.5	3,54	175	2,51	-	-
	C-3.5-	3,56	174	2,48	0,16	Estribo fechado
1 ^a	S-3.5-	3,44	180	2,44	0,16	Stud
	W-3.5-	3,48	178	2,45	0,17	Estribo W
	Wc-3.5-	3,58	173	2,54	0,17	Estribo W +
2 ^a	C-3.5-	3,48	178	2,47	0,24	Estribo fechado
	S-3.5-	3,44	180	2,44	0,24	Stud
	W-3.5-	3,54	175	2,51	0,25	Estribo W
	Wc-3.5-	3,54	175	2,51	0,25	Estribo W +

Obs.: $b_w = 500\text{mm}$; $h = 210\text{mm}$; $A_s = 2198\text{mm}^2$; $f_c = 23,5\text{ MPa}$; $f_{ys} = 558\text{ MPa}$; $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$; $\rho_l = \frac{A_s}{b_w d}$; $\alpha = 90^\circ$; $a = 620\text{ mm}$; $\phi_f = 20\text{ mm}$; $\phi_f' = 6,3\text{ mm}$; $L = 2000\text{ mm}$.

Os resultados do programa experimental mostram que as vigas com estribo treliçado pré-fabricado, quando comparadas às vigas sem armadura de cisalhamento, apresenta ganho de resistência entre 23% a 58%. Também observou-se que a utilização da armadura complementar corrige a ancoragem da armadura treliçada pré-fabricada, fazendo com que o nível de deformação nas camadas de armaduras aumentasse de 2,18‰ da viga W-3.5-0.17, para 3,37‰ da viga Wc-3.5-0.17.

Segundo Tapajós (2017), apesar da taxa de armadura transversal da viga W-3.5-0.25 ser maior que a viga W-3.5-0.17 elas obtiveram resistências similares, crendo que seja decorrente de um limite provocado pela delaminação. Observa-se que as armaduras complementares aumentam a capacidade de suporte de vigas que usam a armadura treliçada pré-fabricada, contudo o comportamento da armadura complementar não foi observado pela ausência de instrumentação nessas armaduras.

Os trabalhos de Ferreira *et al.* (2016) e Tapajós (2017) evidenciam que a utilização da armadura treliçada pré-fabricada como armadura de cisalhamento ancoradas com auxílio de armaduras complementares na face comprimida e tracionada do elemento.

2.9. Recomendações Normativas

2.9.1. NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) propõem dois modelos de cálculo para estimar a resistência ao cisalhamento dos elementos de concreto armado, sendo que os dois modelos consideram que a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado se dá pela somatória da parcela de contribuição do concreto e outra do aço (Equação 2.4). O modelo

de cálculo I considera o ângulo da diagonal de compressão inclinada igual a 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, e também aceita que a parcela complementar V_c (Equação 2.5) tenha valor constante independente de V_{sd} (contribuição do aço) (Equação 2.6).

$$V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \quad (2.4)$$

$$V_C = V_{C0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (2.5)$$

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

Onde:

$f_{ctd} = f \frac{\text{inf}}{\gamma_c}$, sendo $f_{ctk,\text{inf}} 0,7 \cdot f_{ct,m}$ é a resistência à tração frágil do concreto em 5% dos

casos;

f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto, definidas para concretos com resistência de no máximo 50 MPa, calculada por $f_{ct,m} = 0,3 f_c^{2/3}$;

b_w é a menor largura da seção;

d é altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

s é o espaçamento entre os elementos da armadura transversal;

f_{yw} é a tensão na armadura transversal passiva limitada ao valor do f_{yw} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não podendo ultrapassar 435 MPa em ambos os casos;

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

Para o modelo de cálculo II da NBR 6118 (2014) são considerado efeitos de fissuração diagonal, que reduz a inclinação de biela e por consequência, reduz a contribuição do concreto ($V_{R,CI}$).

O modelo II considera o ângulo de inclinação da biela entre 30° e 45° , somente quando o valor do concreto for calculado pela (Equação 2.7). Sendo assim, a contribuição

do concreto é uma função da força aplicada (V_{sd}) que é obtida por meio de um processo iterativo (Equação 2.8).

A contribuição das armaduras transversais ($V_{R,SII}$) é calculada pela (Equação 2.9) e a resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,CII}$) pela (Equação 2.10)

$$V_{RCSII} = V_{RCSII} + V_{RSII} \quad (2.7)$$

$$V_{RcsII} = V_{C0} \cdot \frac{V_{R,maxII} - V_{sd}}{V_{R,maxII} - V_{C0}} \leq V_{C0} \quad (2.8)$$

$$V_{R,SII} = \frac{A_{Sw}}{s} 0,9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\cot g\theta + \cot g\alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.9)$$

$$V_{R,maxII} = 0,54 \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) f_c \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g\theta + \cot \theta) \quad (2.10)$$

A norma brasileira ainda institui que a ancoragem dos estribos deve ser garantida, ancorando-os às barras de flexão, ou ainda, por meio de barras soldadas transversalmente, respeitando os limites estabelecidos pela norma.

2.9.2. Eurocode 2 (2004)

O Eurocode 2 (2004) indica a utilização da (Equação 2.11) para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal ($V_{R,c}$). Nessa equação nota-se que, a norma europeia leva em consideração outros fatores, como por exemplo, a resistência do concreto, o efeito de escala e a taxa de armadura longitudinal, que tem influência na resistência ao cisalhamento, devido ao efeito pino.

$$V_{R,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3}) \cdot b_w \cdot d \\ 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad (2.11)$$

Onde:

k considera a redução da resistência ao cisalhamento devido ao efeito de escala, calculado por $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$;

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

A Equação 2.12 é sugerida pelo Eurocode 2 (2004) para aferir a resistência ao cisalhamento de vigas armadas transversalmente ($V_{R,cs}$), onde verifica-se que, essa estimativa leva em consideração apenas a parcela de contribuição da armadura, sendo que sua resistência não pode ser menor que a de uma viga sem armadura de cisalhamento.

Além disso, a norma também recomenda que o ângulo de inclinação da biela pode variar de $21,8^\circ$ a 45° . A resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,max}$) deve ser estimada pela Equação 2.13.

$$V_{R,cs} = \max \begin{cases} \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \\ V_{R,c} \end{cases} \quad (2.12)$$

Onde:

θ é o ângulo de inclinação da biela, podendo variar entre $21,8^\circ$ e 45°

$$V_{R,max} = \frac{0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_c \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.13)$$

Sendo v_1 determinado pela (Equação 2.14);

$$v_1 = 0.6 \cdot 1 - f_c / 250 \quad (2.14)$$

Devido o Eurocode 2 (2004) admitir a variação do ângulo de inclinação da biela para o dimensionamento, ele sugere que para a verificação da resistência sejam igualadas as Equações 2.13 e 2.14, de modo a verificar qual o menor ângulo que se pode utilizar para avaliar a resistência de uma viga de acordo com suas características. Igualando essas duas equações, obtém-se a (Equação 2.15), que fornece o menor ângulo que pode ser utilizado.

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{b_w s v_1 f_c}{A_{sw} f_{yw} \sin \alpha}} \quad (2.15)$$

O Eurocode 2 (2004) recomenda que para a utilização de estribos como armadura transversal é necessário que estes envolvam as barras de flexão, e assim garantir uma boa ancoragem, como mostra a Figura 2.12. No caso dos estribos que não envolvem a armadura de flexão, esses podem ser ancorados por meio de barras longitudinais soldadas a eles.

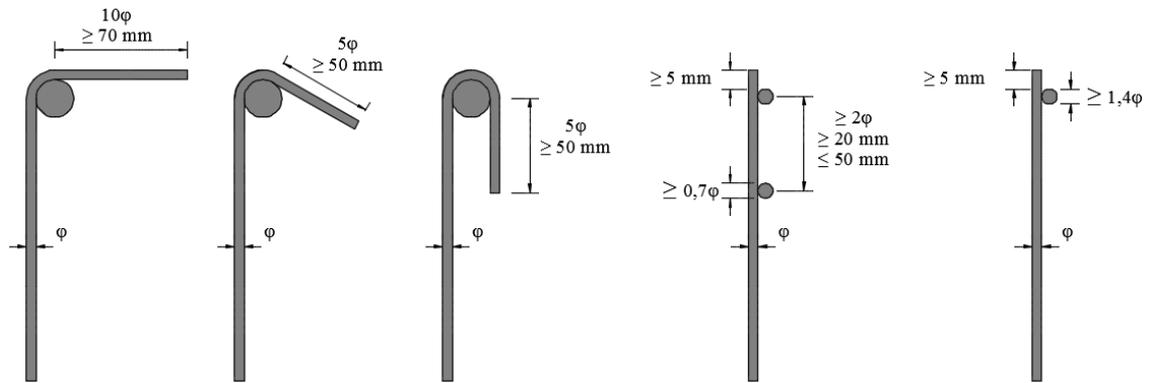


Figura 2.12 - Ancoragem de estribos (EUROCODE 2, 2004).

2.9.3. ACI 318 (2014)

De acordo com a ACI 318M (2014) a resistência ao cisalhamento do elemento estrutural não deve ser ultrapassada pela força cortante aplicada na viga ou laje a (Equação 2.16), onde V_n é a resistência ao cisalhamento do elemento resultante da soma da resistência do concreto ao cisalhamento e resistência da armadura transversal da peça, e V_u é a carga aplicada da cisalhante aplicada na seção.

$$V_n = A_{vf} f_{yw} \mu \quad (2.16)$$

Onde:

V_n é a resistência ao cisalhamento;

A_{vf} é a área de aço que cruza a interface concreto-concreto;

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

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

A ACI 318 (2014) adota no seu modelo de cálculo um ângulo da biela fixa de 45° graus. A resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado é dada pela (Equação 2.17), onde M e V são o momento e cisalhamento aplicados na seção, e $\sqrt{f_c}$ não deve ultrapassar 8,3 MPa.

$$V_{R,C} = \left(0,16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_1 \cdot \frac{V \cdot d}{M} \right) b_w \cdot d \leq 0,29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.17)$$

A norma admite que o termo $(\rho_1 V \cdot d)/M$ pode ser substituído por $0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}$ na maioria dos casos de dimensionamento, sendo λ adotado igual a 1 para concretos convencionais. Com esta consideração a (Equação 2.16) é reduzida e apresentado a seguir na (Equação 2.18).

$$V_{R,C} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.18)$$

Para peças de concreto armado com armadura transversal a resistência ao cisalhamento ($V_{R,CS}$) pode ser obtida pela soma das contribuições do concreto ($V_{R,C}$) e do aço ($V_{R,S}$), respectivamente as (Equação 2.19), a parcela de contribuição do aço é dada pela (Equação 2.20), onde f_{yw} é a tensão de escoamento dos estribos que é limitada a 420 MPa.

A recomendação americana limita a resistência máxima ao cisalhamento de vigas pela (Equação 2.21).

$$V_{R,CS} = V_{R,C} + V_{R,S} \quad (2.19)$$

$$V_{R,S} = \frac{d}{s} A_{ws} f_{yw} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.20)$$

$$V_{R,max} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.21)$$

A norma americana assim como as outras supracitadas recomenda que à ancoragem das armaduras transversais envolvam as barras de flexão.

2.9.4. Resistência à flexão de vigas de concreto armado

Várias recomendações normativas, como o Eurocode 2 (2004) e a NBR 6118 (2014) apresentam teorias simplificadas para estimar a resistência à flexão de elementos de concreto armado.

Admitindo que a hipótese de Bernoulli das seções planas é válida a compatibilização satisfeita entre as deformações do concreto e do aço a resistência à tração do concreto é desprezada para o estado limite último.

A distribuição de tensões no concreto pode ser admitida como um diagrama de parábola-retângulo, que pode ser substituído por um retângulo, definido como mostra a Figura 2.13. Para estimar a resistência à flexão neste trabalho, serão utilizadas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), considerando que as armaduras de flexão positiva e negativa atingem o escoamento, de modo a obter as (Equações de 2.22 a 2.26).

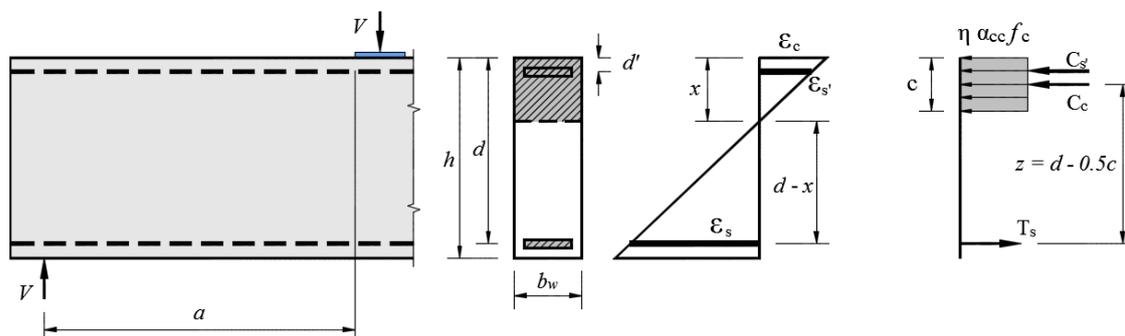


Figura 2.13- Distribuição de tensão e deformação para o estado limite último. (Tapajós, 2017)

$$C_c + C_{s'} - T_s = 0 \quad (2.22)$$

$$(\eta \cdot f_c \cdot b_w \cdot c) + (A_{s'} \cdot f_{ys'}) = A_s \cdot f_{ys} \quad (2.23)$$

$$c = \frac{(A_s \cdot f_{ys}) - (A_{s'} \cdot f_{ys'})}{\eta \cdot f_c \cdot b_w} \quad (2.24)$$

$$M_{flex} = A_s \cdot f_{ys} \cdot z \quad (2.25)$$

$$V_{flex} = \frac{M_{flex}}{a} \quad (2.26)$$

Onde:

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

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

c é a altura do bloco de compressão do concreto;

a é o vão de cisalhamento da peça;

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para avaliar a resistência máxima e o desempenho das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado, foram ensaiadas 7 vigas de concreto armado no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) no Campus Universitário de Tucuruí (CAMTUC).

3.1. Características dos Espécimes

Foram testadas 7 vigas de concreto armado, sendo uma sem armadura de cisalhamento, servindo como viga de referência, e as demais com a presença de armadura de cisalhamento de forma variada. As principais variáveis dos ensaios são o posicionamento da armadura complementar, espaçamento dos estribos treliçados pré-fabricados e a inclinação dos mesmos entre 60° ou 90°, a fim de observar o desempenho dos estribos internos.

A armadura longitudinal foi à mesma utilizada em todas as vigas, de forma que interferisse o mínimo possível na análise da resistência ao cisalhamento, bem como estabeleceu-se a relação a/d próxima de 3,5, permitindo observar o desempenho das armaduras transversais, sem influência do efeito arco.

A Tabela 3.1 apresenta as principais características das vigas ensaiadas. As nomenclaturas adotadas para as vigas fazem menção às suas principais características.

V_{Ref} para a viga de referência e W_c para as vigas com armadura transversal treliçada pré-fabricada e armadura complementar, 0.4 representa a taxa de armadura transversal e 60 ou 90 indicam a inclinação da camada de armadura com a horizontal, as letras minúsculas onde: a indica armadura complementar na face superior e inferior e b indicando armadura complementar apenas na face inferior.

Para identificar as armaduras transversais espaçadas de 100 mm foi usado o numeral 1 e para identificar as armaduras transversais espaçadas a 60 mm usou-se o numeral 2. A Figura 3.1 mostra as características dos espécimes testados.

Tabela 3.1 - Características dos elementos testados.

Viga	η_w (mm)	A_{sw} (mm)	α	S (mm)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	P_g (%)	d mm	f_{yw} (MPa)
V REF	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Wc-0.4-90a ₁							0,27		
Wc-0.4-90b ₁		196,39	90				0,13		
Wc-0.4-60a ₁	6.3			100			0,27		
Wc-0.4-0b ₁		202,62	60		3,87	0,4	0,13	177,5	500
Wc-0.4-90a ₂							0,45		
Wc-0.4-90b ₂	5.0	123,7	90	60			0,22		

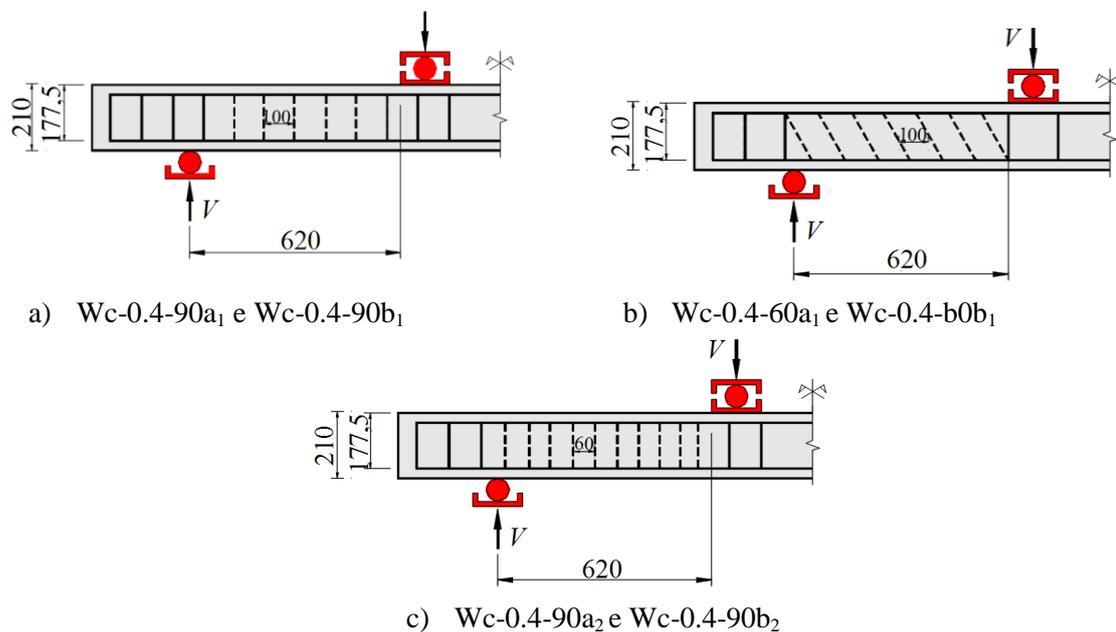


Figura 3.1 - Características dos elementos testados.

3.2. Características dos Espécimes

As vigas de concreto armado possuem dimensões de 500 mm de largura, 210 mm de altura e 2300 mm de comprimento, foi dimensionada com a finalidade de obter uma ruptura por força cortante com o objetivo de compreender esse modo de ruptura.

A armadura longitudinal da viga foi dimensionada para que permitisse uma maior resistência à flexão do que ao cisalhamento, permitindo que a ruptura ocorresse por cisalhamento e a armadura transversal pudesse ser analisada. Para a armadura longitudinal foram utilizadas 7 barras de 25 mm de diâmetro da zona tracionada e 7 barras de 12,5 mm na zona comprimida, ambos aço CA 50.

O espaçamento da armadura de flexão está posicionado a cada 71,4 mm. Para garantir a ancoragem das armaduras de flexão foram dobradas as extremidades das barras com 83 mm. Em todas as barras foram utilizado um cobrimento de 20 mm.

A taxa de armadura longitudinal de compressão em todas as vigas foi de 3,87 % e a taxa de armadura superior foi de 0,97%, usadas com o intuito de evitar a ruptura por flexão. A resistência à compressão do concreto foi de 30 MPa. A Figura 3.2 mostra as características das vigas.

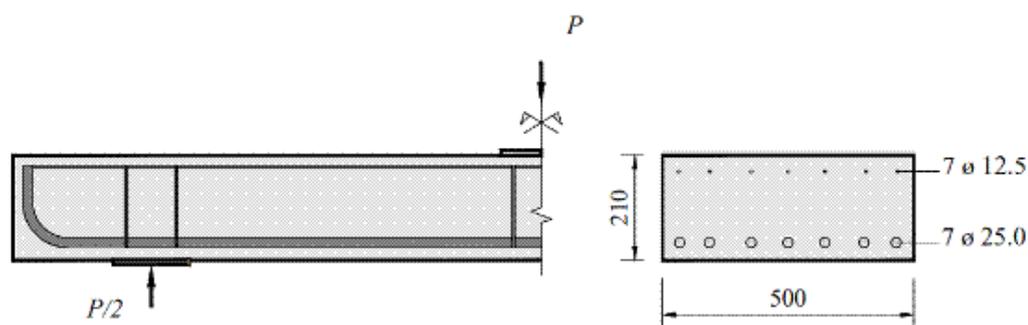


Figura 3.2 Detalhe da armadura longitudinal.

3.2.1. Armadura de cisalhamento

Foram montadas 6 vigas com estribo treliçados pré-fabricado mantendo-se a mesma taxa dos estribos internos em 0,4, para reforçar a ancoragem da armadura transversal foi utilizado armadura complementar. Essas armaduras foram fabricadas com aço CA 50 de 6,3 mm. A Figura 3.3a mostra uma foto do módulo da armadura treliçada pré-fabricada e a Figura 3.3b ilustra o posicionamento da armadura complementar usado para melhorar a ancoragem e evitar a delaminação.

Uma das variáveis do estudo foi a taxa de armadura complementar e o espaçamento da armadura transversal, sendo que utilizou-se uma taxa de 0,27 para espécimes com armadura complementar em ambas as faces e espaçados a 100 mm. e taxa de 0,13 para espécimes com armadura complementar somente na face tracionada com mesmo espaçamento supracitado.

Para espécimes de vigas com espaçamento de 60 mm com armadura complementar nas duas faces utilizou-se uma taxa de armadura complementar de 0,45 e 0,22 para os espécimes com mesmo espaçamento com armadura complementar somente na face tracionada.

As vigas foram denominadas como Wc-0.4-60a₁, Wc-0.4-60b₁, Wc-0.4-90a₁, Wc-0.4-90b₁, Wc-0.4-90a₂ e Wc-0.4-90b₂, possuem as mesmas características construtivas, diferenciadas somente pelo posicionamento dos ganchos e espaçamento da armadura transversal, conforme comentado anteriormente.

A letra **a**₁ refere-se à armadura na parte comprimida e tracionada a letra **b**₁ refere-se somente a parte tracionada, ambas com espaçamento de 100 mm, as letras **a**₂ e **b**₂ apresentam as mesmas características das demais vigas, porém, o espaçamento de 60 mm. As armaduras transversais pré-fabricadas estão posicionadas a 90° ou 60°; do outro lado da viga estão os estribos convencionais espaçados a cada 50 mm e constituídos de camadas com três estribos envolvendo as barras longitudinais. Conforme mostra a Figura 3.3d.

As Figuras 3.3c e 3.3d ilustram o detalhamento da armadura complementar e da armadura treliçada pré-fabricada e a figura 3.3e mostra distribuição dos estribos das duas vigas (Wc-0.4-90a₁ e Wc-0.4-90b₁) posicionada a 90° em relação ao eixo horizontal da peça.



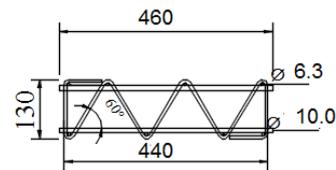
a) Armadura transversal pré-fabricada



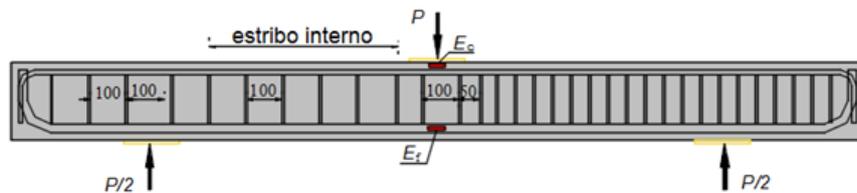
b) Ganchos posicionados nos estribos



c) Dimensões do gancho



d) Dimensões do estribo



e) Distribuição das armaduras na viga

Figura 3.3 - Detalhamento da na viga Wc-0.4-90a₁.

Nas outras duas vigas os estribos treliçados pré-fabricados foram posicionados a 60° da armadura de flexão, com intuito de averiguar se a inclinação influenciaria na resistência das vigas. Estas vigas foram chamadas de Wc-0.4-60a₁ e Wc-0.4-60b₁, como mostra a Figura 3.4. Seguindo o mesmo princípio das vigas anteriores em relação à armadura complementar.

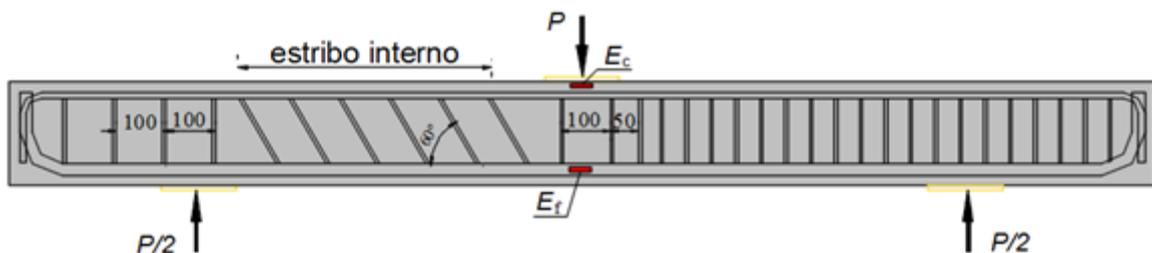


Figura 3.4 - Detalhamento das vigas Wc-0.4-60a₁ e Wc-0.4-60b₁.

Devido à inclinação com a qual os estribos foram posicionados, foi necessário que os mesmos fossem projetados com maior altura que os anteriores, para que ao serem posicionados na angulação de 60° atingissem a mesma altura anterior, encaixando-se entre as barras longitudinais.

3.2.1. Instrumentação das vigas

Os deslocamentos verticais nas vigas foram medidos a partir de 6 pontos de medição, utilizando sensores de deslocamentos potenciômetro fabricados pela GEFTRAN, que proporcionarão a leitura constante durante o ensaio.

Os pontos de medição foram dispostos na parte superior e inferior das vigas, com um ponto na direção do apoio, para verificar se havia movimentação nos apoios, um ponto na direção do centro da viga para obter o deslocamento máximo e quatro pontos equidistantes na direção da região em que ocorrem as rupturas por tração. A Figura 3.5 apresenta o posicionamento dos sensores de deslocamentos potenciométricos nas vigas.

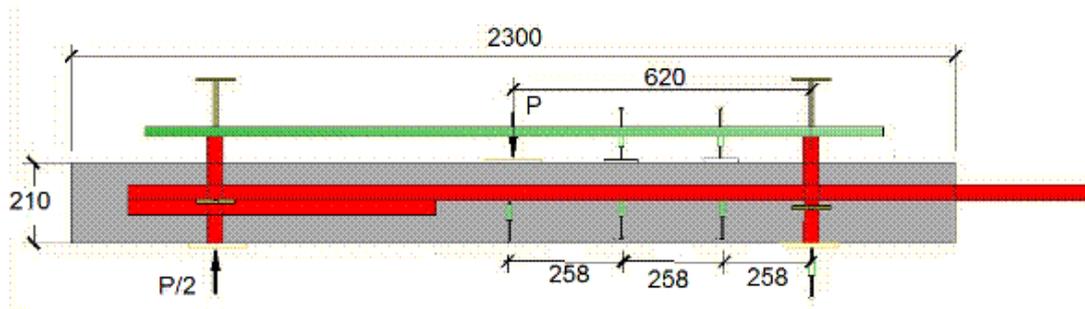


Figura 3.5 - Detalhe do posicionamento dos sensores de deslocamentos potenciométricos.

3.2.1. Deformação do concreto

Os extensômetros elétricos de resistência (EER), da marca Excel, foram colados na face lateral superior das vigas, no centro do vão entre os apoios na direção longitudinal das vigas. A figura 3.6 mostra o posicionamento dos sensores elétricos.

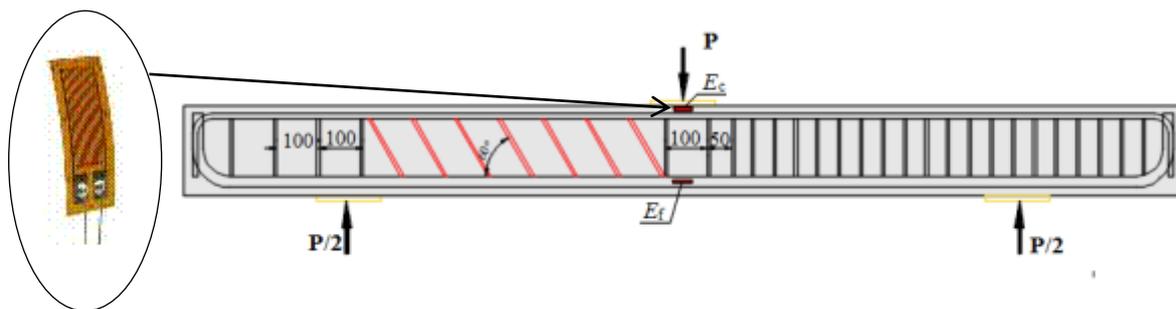


Figura 3.6 - Posicionamento dos sensores elétricos.

3.2.1. Deformações na armadura de flexão

O comportamento das vigas testadas pode também ser analisado observando-se as deformações das armaduras de flexão. Para isso, foram medidas com extensômetros elétricos de resistência (EER), obtidos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda., fixados a meia altura da seção da barra, no centro do vão, entre os apoios da viga, sendo monitorada uma barra na terceira camada de armadura da parte tracionada. A Figura 3.7 mostra o posicionamento dos extensômetro nas barras de flexão.



Figura 3.7 - EER colados na barra de flexão.

3.2.1. Deformações na armadura de cisalhamento

A escolha da barra para o posicionamento dos extensômetros foi feita com base nos estudos de Tapajós (2017), o qual observou que os estribos localizados no centro do vão de cisalhamento são aqueles que apresentam maiores deformações, e foram, assim escolhidos para serem instrumentados no presente trabalho.

Para as armaduras de cisalhamento foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), adquiridos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. Os extensômetros foram posicionados de modo a monitorar os estribos mais solicitados à tração dois EER foram colados por cada barra monitorada, totalizando 6 extensômetros por

viga. As figuras 3.8 e 3.9 mostram um dos módulos de estribo transversal pré-fabricado com os extensômetros posicionados nas suas respectivas posições.

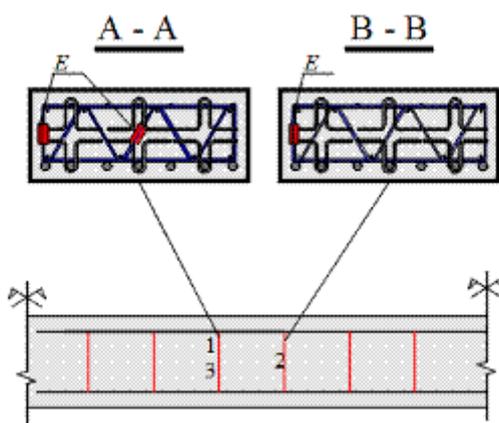


Figura 3.8 – Posicionamento dos extensômetros no estribo interno.



Figura 3.9 - Instrumentação dos estribos transversal treliçado pré-fabricado.

Na instrumentação da armadura complementar (ganchos) foi realizada conforme mostra a Figura 3.10a, para as vigas Wc-0.4-60a₁, Wc-0.4-90a₁ e Wc-0.4-90a₂. Oito extensômetros foram usados devido estas apresentarem armaduras complementares nas duas zonas (comprimida e tracionada) e para as vigas Wc-0.4-60b₁, Wc-0.4-90b₁ e Wc-0.4-90b₂ foram usados quatro extensômetros, pois estas apresentavam ganchos apenas na zona tracionada. Como mostrado na Figura 3.10b.

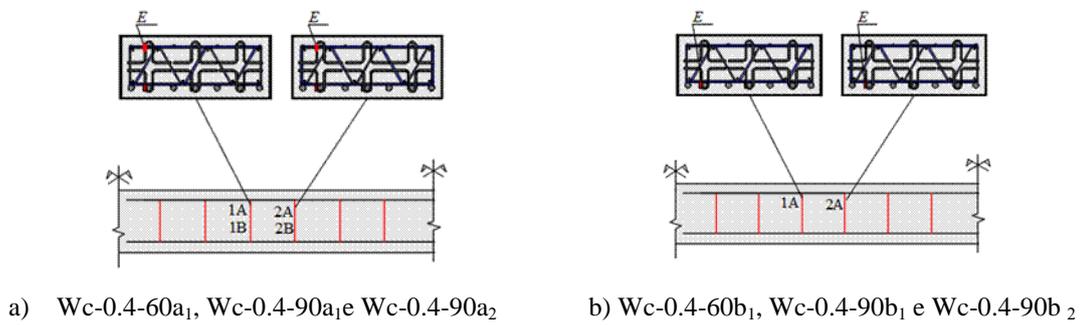
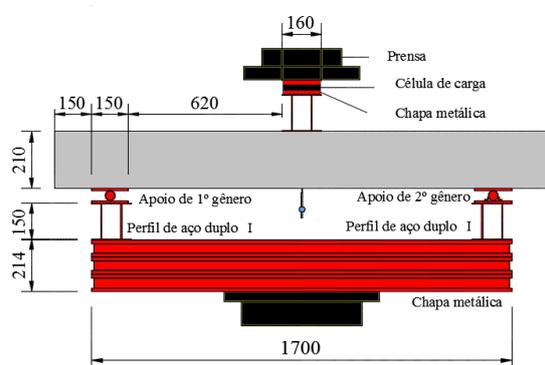


Figura 3.10 - Instrumentação dos ganchos.

3.1. Sistema de ensaio das vigas

As vigas foram bi apoiadas, com vãos de 1240 mm e receberam carregamento aplicado por uma prensa axial com capacidade para 2000 kN, do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, no Campus Universitário de Tucuruí, conforme mostra a Figura 3.11.

Devido a prensa não possuir comprimento suficiente para o posicionamento das vigas, foi necessário o uso de 3 perfis metálicos como suporte e posicionadas sobre o centro da mesa de aplicação de carga da prensa, como sistema de apoio para o ensaio. Por meio de uma viga metálica que distribuiu o carregamento em dois pontos, ficando as mesmas sujeitas à flexão pura no trecho entre as cargas e à flexão simples nos trechos entre as cargas e os apoios.



a) detalhe do esquema de ensaio.



b) Viga durante ensaio.

Figura 3.11 - Sistema de ensaios das vigas

As vigas foram apoiadas em dois perfis I, configurando um apoio de 1º e 2º gênero. Para monitorar o nível de carregamento durante os ensaios foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 3.000 kN da marca GEFTRAN, localizada entre a parte superior da prensa e o perfil utilizado para fazer a aplicação da carga, também foi usado duas chapas circulares, para não danificar a célula de carga e evitar interferência na leitura dos resultados, em caso de imperfeições sobre o perfil metálico. Para aquisição dos dados usou-se ADS 2000, que é um módulo de aquisição de dados da empresa Lynx Tecnologia.

3.2. Materiais

3.2.1. Concreto

O concreto das vigas foram fornecido pela central de concreto usinado de Tucuruí. Para moldagem das 7 vigas e dos corpos de prova foi consumido aproximadamente 2 m³ de concreto.

O concreto foi dosado para que aos 28 dias, alcançasse uma resistência à compressão de 30 MPa. O ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump Test*) Foi realizado de acordo com a NBR NM 67 (1998) com o objetivo de estimar-se a trabalhabilidade do concreto. O resultado obtido foi um abatimento de cerca de 5,8 cm, conforme mostra a Figura 3.12.

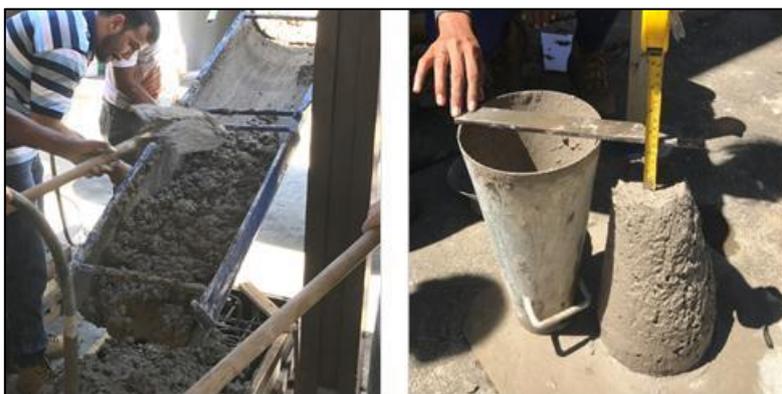


Figura 3.12 - *Slump test*.

O cimento utilizado foi o CP-IV-Z (cimento Portland com adição pozolânica) da marca Nassau. O agregado graúdo utilizado foi a brita 1, com diâmetro máximo de 19 mm,

e agregado miúdo foi a areia média. Ambos os agregados são provenientes de jazidas localizadas aos arredores do município de Tucuruí-PA.

3.2.1. Propriedades Mecânicas

Para determinar as propriedades mecânicas do concreto foram ensaiados um total de 21 corpos de prova cilíndricos, de acordo com as recomendações da NBR 5738 (2008) os corpos de prova apresentavam a dimensão 10 x 20 cm e foram destinados à realização dos ensaios de resistência à compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, conforme mostra a figura 3.13.

A Tabela 3.2 apresenta os resultados com as respectivas médias e os desvio padrão, e dos ensaios de compressão, segundo a NBR 5739 (2007), tração por compressão diametral, NBR 7222 (2011) e módulo de elasticidade NBR 8522 (2008), respectivamente.

Tabela 3.2 - Propriedade mecânica do concreto.

Amostra	f_{ck} (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
1	26,8	3,66	37,38
2	30,3	3,65	-
3	30,9	-	-
4	30,4	3,8	25,22
5	30,3	3,64	25,76
6	26,2	3,30	24,17
Média	29,15	3,66	25,49
DP	2,02	0,33	6,2



a) Compressão



b) Tração



c) modulo de elasticidade

Figura 3.13 - Ensaios de compressão, tração e modulo de elasticidade do concreto.

3.2.1. Aço

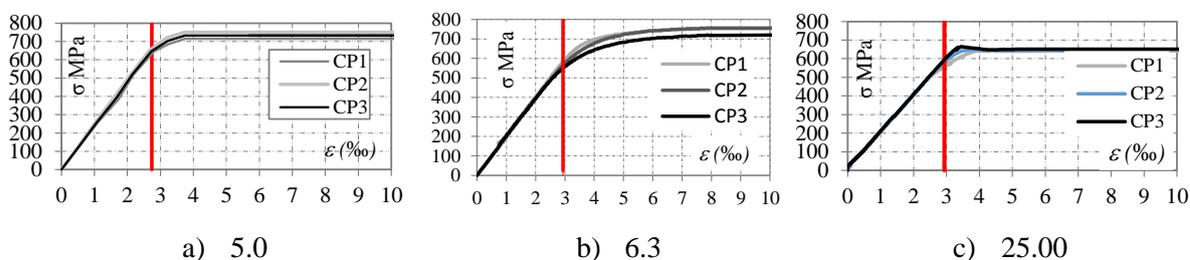
Nas vigas foram empregadas armaduras de aço CA 50 e CA 60 com os diâmetros de 25,0 mm e 12,5 mm nas armaduras de flexão superiores e inferiores e de 5.0mm e 6.3 mm nas armaduras transversais das vigas. Para determinar as propriedades mecânicas do aço, foram seguidas recomendações NBR 6892 (2013). A Figura 3.14 mostra uma barra sendo ensaiada e na Tabela 3.3 podem ser observados os resultados obtidos.

Tabela 3.3 - Propriedade mecânica do aço.

Tipo de aço	ϕ (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
CA 60 (Estribos)	5.0	676	3,33	202
CA 50 (Estribos)	6.3	610	2,94	203
CA 50 (Ar. de flexão)	25.0	651	2,95	202



Figura 3.14 - Ensaio do aço a tração.



4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS e DISCURSÃO

4.1. Considerações Gerais

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios experimentais das vigas de concreto armado por meio de gráficos e tabelas. Os critérios de análise para obtenção de dados durante os ensaios foram: deslocamento; deformações no concreto, na armadura de flexão e armadura de cisalhamento; mapa de fissuração; carga de ruptura e modo de ruína das vigas ensaiadas.

4.2. Ensaio das Vigas

4.2.1. Deslocamentos

Os deslocamentos verticais foram medidos através de medidor de deslocamento potenciométrico, posicionados no centro da viga e equidistante dos pontos de apoio. Com intuito de observar o desempenho das vigas após a ruptura, os valores de deslocamentos foram obtidos até a carga de ruptura, possibilitando assim obter resultados do pós-pico das peças.

A Figura 4.1 apresenta a curva carga x deslocamento (δ) das vigas. De modo geral, notou-se que as vigas com armadura transversais apresentaram maior ductilidade, quando comparadas à viga de referência. As vigas em estágios iniciais apresentaram comportamento similar, mesmo deslocamento para mesmo nível do cortante considerado, após isso, observou-se que nas vigas Wc-0.4-60a₁ e Wc-0.4-90a₂ foram as que apresentaram comportamento dúctil e deslocamentos elevados para grandes carregamentos em relação as demais vigas.

Embora as prescrições normativas prevejam que armaduras inclinadas apresentem capacidade maior em costurar as fissuras quando comparadas com armaduras de 90°, notou-se que para vigas com mesmas características construtivas o fato de diminuir o espaçamento e o diâmetro da armadura treliçada pré-fabricada posicionada a 90° foi possível alcançar comportamento mecânico similar as armaduras inclinadas a 60°

Esse comportamento pode ser justificado pois ao diminuir o espaçamento da armadura de 90° de 100 mm para 60 mm foi possível o uso de mais camadas de armaduras de cisalhamento que consequentemente costurou melhor as fissuras.

Comparando as vigas Wc-0.4-90b₁ e Wc-0.4-60b₁ que a armadura complementar posicionada apenas na face inferior não proporcionou ganhos significativos em sua carga última e quando posicionada nas duas faces, viga Wc-0.4-60a, permitiu uma maior transferência de esforços às armaduras de cisalhamento, obtendo maior ductilidade, fato também observado quando comparada as vigas W-3.5-0.17 e Wc-3.5-0.17 de Tapajós (2017).

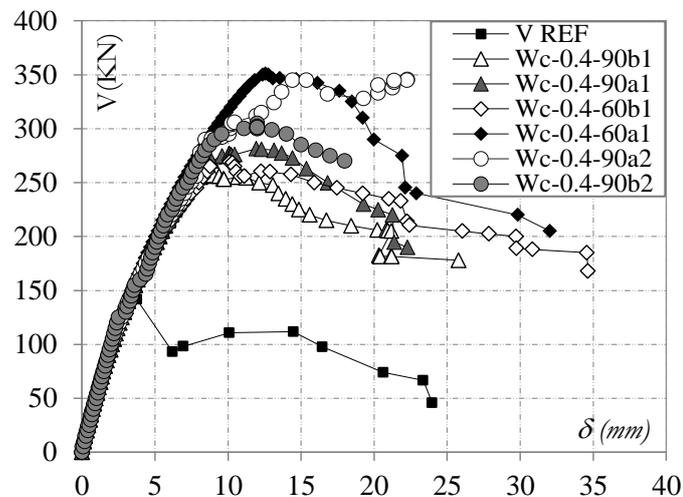


Figura 4.1 - Deslocamento Vertical - Potenciômetro 1.

4.2.2. Deformação na armadura de flexão

A Figura 42 apresenta a curva força cortante x deformação das barras de flexão.

Observa-se que nenhuma das barras atingiram a deformação de escoamento a viga Wc-0.4-60a₁ foi a que mais se aproximou do escoamento da armadura de flexão, devido a ter suportado maior carregamento. A semelhança de comportamento das barras de flexão demonstram que houve boa execução, visto que a armadura longitudinal é a mesma para todas as vigas.

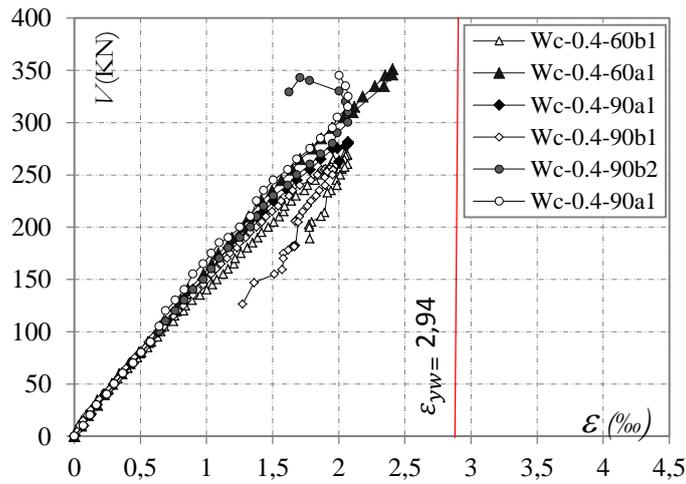


Figura 4.2 - Deformação das armaduras de flexão das vigas.

4.2.3. Deformações no concreto

A Figura 4.3 mostra as deformações no concreto, nota-se que as vigas treliçada pré-fabricada com armadura à 90° apresentam rigidez superior em relação às vigas com armadura transversal à 60°, sendo que a 90a₁ com mesmo nível de carregamento apresentou maior rigidez que as demais. Observa-se também que as vigas 90a₁, 90a₂ e 60a₁ apresentaram rigidez superior quando comparadas com as vigas 90b₁, 90b₂ e 60b₁ evidenciando que as vigas com ganchos na face superior apresentam maior rigidez na região do concreto, isso se justifica devido estas apresentarem área maior de aço, fato constatado por Ferreira (2016) e Tapajós (2017).

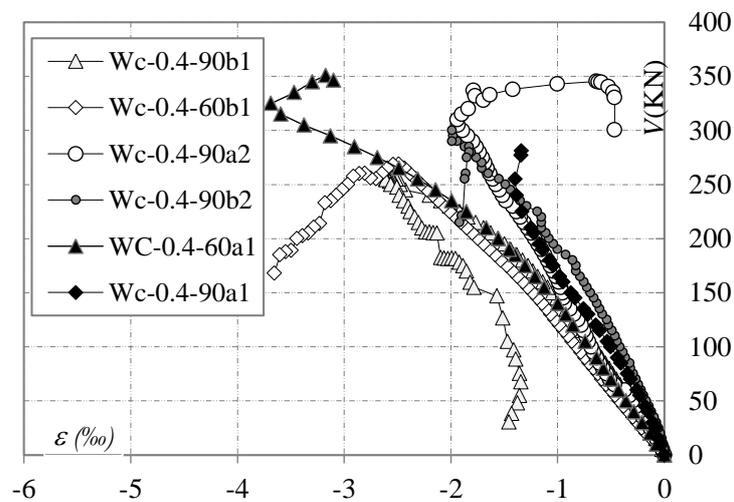


Figura 4.3 - Deformação do concreto.

4.2.4. Deformações na armadura de cisalhamento

4.2.5. Deformações na armadura transversal treliçada pré-fabricada

Na armadura de cisalhamento as barras instrumentadas na posição 1 somente a viga wc-0.4-90a₂ atingiu deformação específica de escoamento(Figura 4.4). Em relação à barra 2 as vigas Wc-0.4-90a₁, Wc-0.4-90a₂, Wc-0.4-90b₂ e Wc-0.4-60a₁ atingiram o patamar de escoamento (Figura 4.5). As barras mais solicitadas foram a da terceira camada (posição 3), localizada na região central da seção transversal da viga. Onde as barras da armadura de cisalhamento de todas as vigas testadas escoaram (Figura 4.6). Também observa-se que as barras nesta posição apresentaram maiores deformações em todas as vigas testadas.

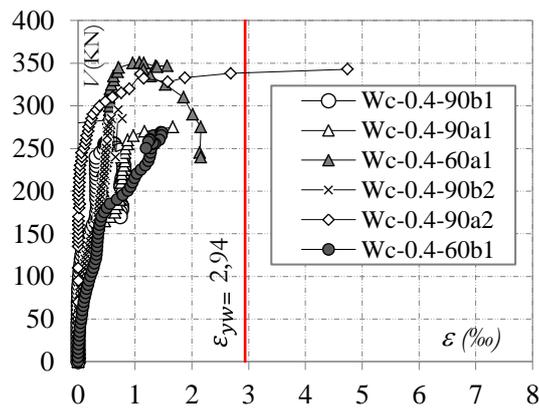


Figura 4.4 - Cortante x deformação específica nos estribos internos posição- EW1.

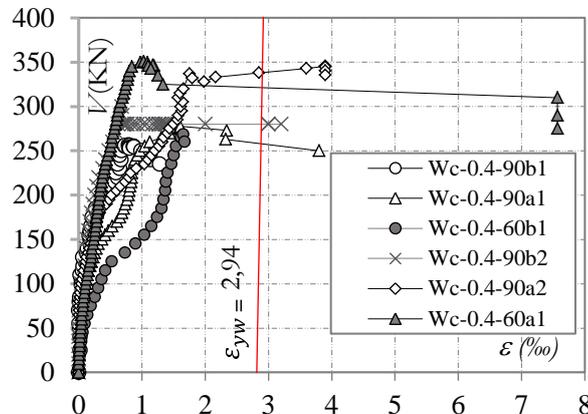


Figura 4.5 – Cortante x deformação específica nos estribos internos posição – EW2.

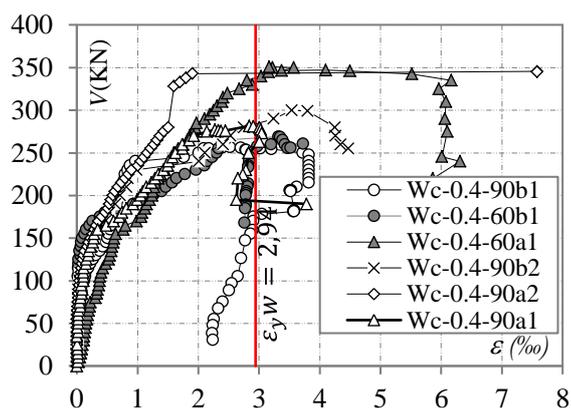


Figura 4.6 - Cortante x deformação específica nos estribos internos posição – EW3.

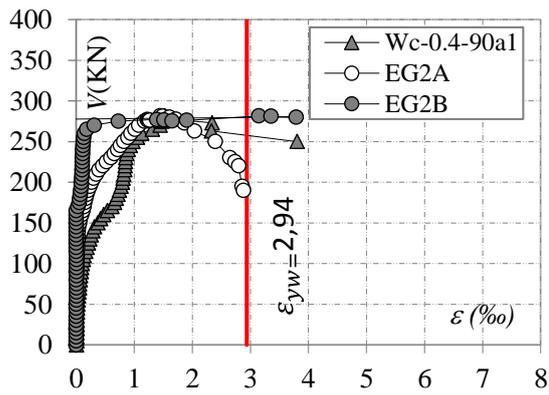
4.2.6. Deformações nos ganchos

Nas vigas Wc-0.4-60a₁ e Wc-0.4-6090a₂, todos os ganchos atingiram as maiores deformações em relação às outras vigas, e também foram estas que atingiram o escoamento de todos os ganchos monitorados, como mostram as Figuras 4.7 à 4.12.

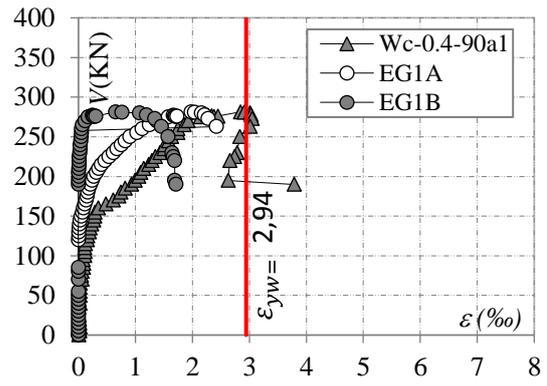
Os ganchos da face tracionada foram solicitados logo no início das primeiras fissuras o que pode indicar que essas armaduras trabalharam juntamente com armadura treliçada pré-fabricada, observou-se que à medida que os estribos treliçados eram solicitados as armaduras complementares também eram ativadas, como se o gancho e armadura treliçada fossem uma peça monolítica.

Quanto aos ganchos da face comprimida só vieram apresentar deformações mais expressivas quando submetidas a cargas próximas à ruptura. Notou-se que à medida que as aberturas das fissuras por delaminação aumentava os ganchos eram solicitados. As camadas de armaduras complementares que estão afastadas da fissura principal são ativadas quando não existe capacidade de transferência de esforços entre as armaduras interceptadas pela fissura principal.

As armaduras interceptadas pela fissura principal de cisalhamento conseguiu transferir esforços de modo gradual às armaduras complementares. De modo geral, observou-se que os ganchos foram eficientes, pois além de transferir os esforços para as vigas testadas, também proporcionou aumento de resistência dos elementos quando comparados com a viga de referência.

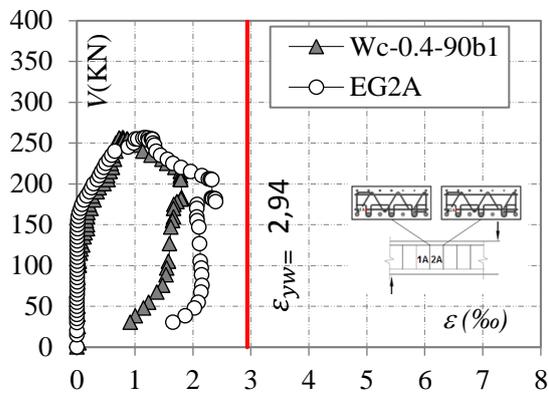


a) EG2A e EG2B posição W2

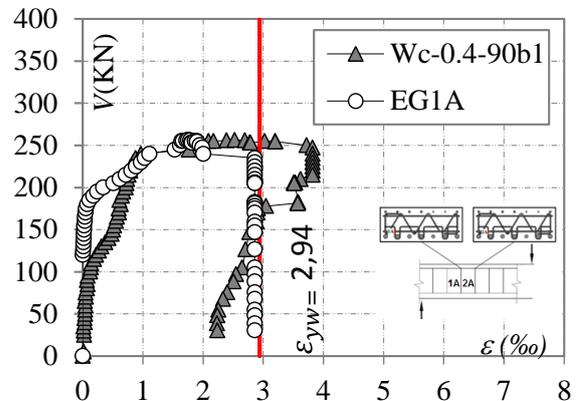


b) EG1A e EG1B posição W3

Figura 4.7 - Cortante x deformação específica nos ganchos – Wc-0.490a₁.

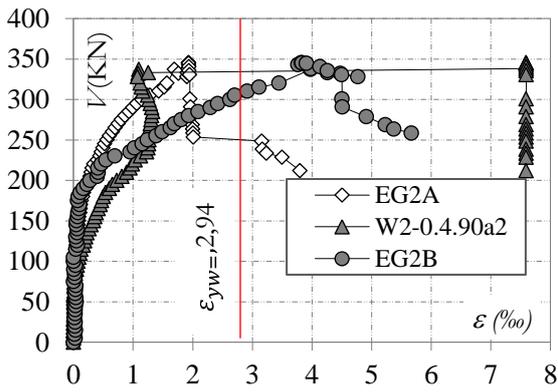


a) EG2A posição W2

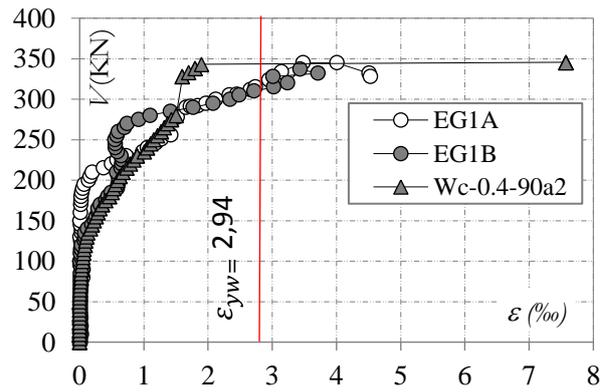


b) EG1A posição W3

Figura 4.8- Cortante x deformação específica nos ganchos – Wc-0.4-90b₁.

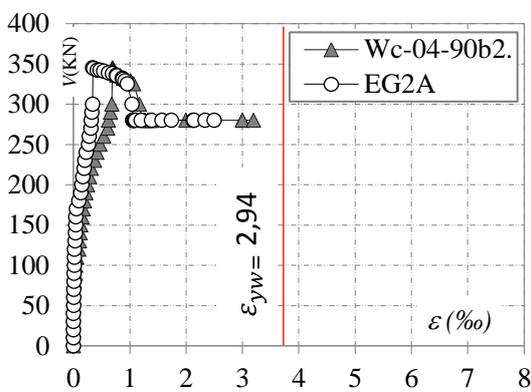


a) EG2A e EG2B posição W2

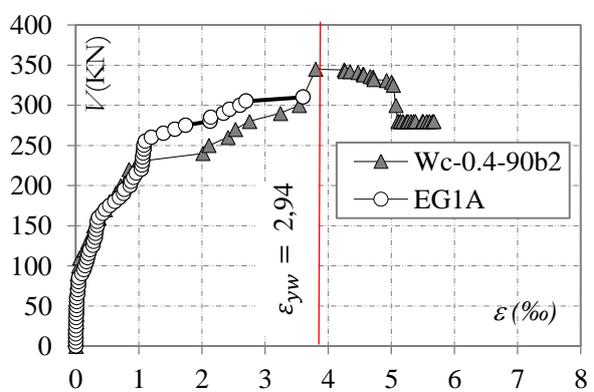


b) EG1A e EG1B posição W3

Figura 4.9-Cortante x deformação específica nos ganchos– Wc-0.4-90a2.

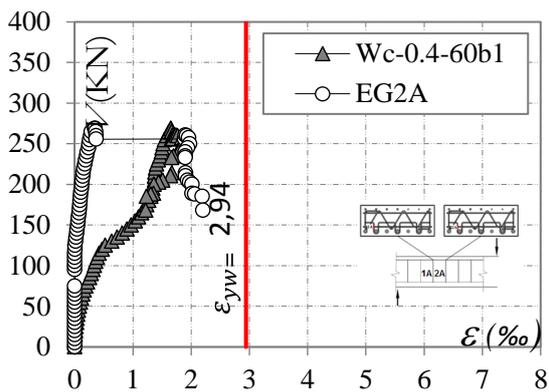


a) EG2B e EG2A posição W2

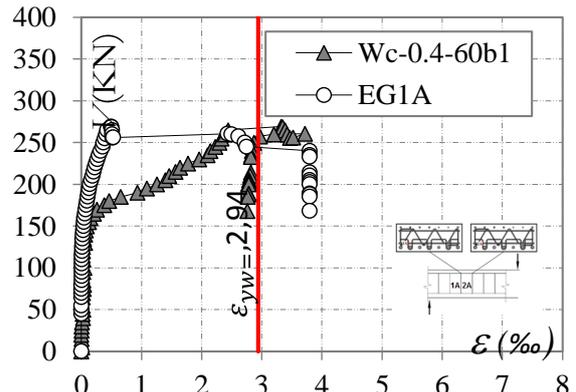


b) EG1A e EG1B posição W3

Figura 4.10-Cortante x deformação específica gancho – Wc-0.4-90b2.



a) EG2A posição W2



b) EG1A posição W3

Figura 4.11-Cortante x deformação específica gancho – Wc-0.4-60b1.

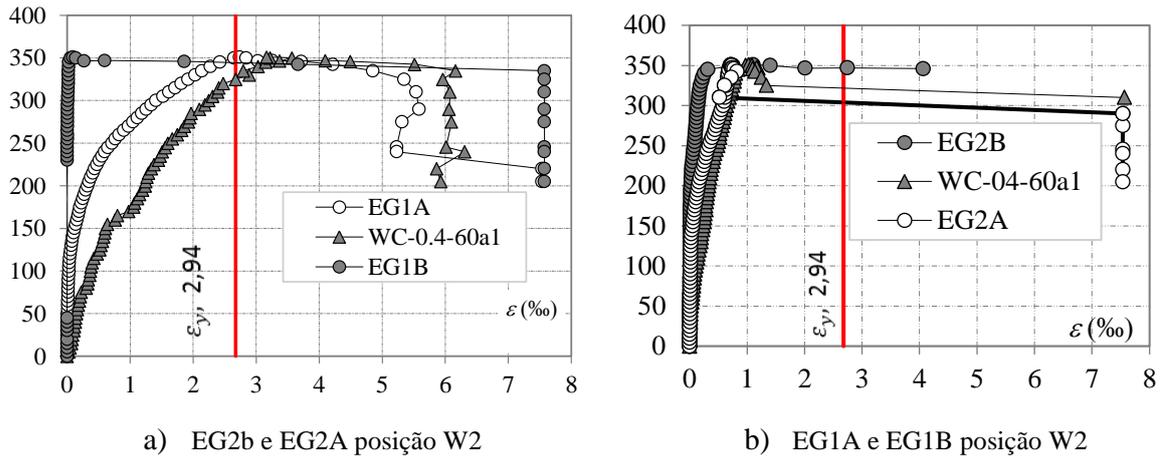


Figura 4.12-Cortante x deformação específica gancho – Wc-0.4-60a1.

4.2.7. Mapa de fissuração e superfície de ruptura

O processo de formação de fissuras nas vigas surgiram em nível de carregamento de mais ou menos 110 kN a 140 kN, com exceção da viga de referência. Observou-se a formação de fissuras por delaminação em todas as vigas, porém, esse efeito foi mais lento nas vigas Wc-0.4-90a₂ e Wc-0.4-60a₁, surgindo somente após a carga de ruptura. Na viga Wc-0.4-60b₁ o efeito de delaminação foi mais evidente, o que pode ter ocasionado um desempenho abaixo do estimado. Todas as vigas romperam por cisalhamento, as fissuras que levaram a ruptura apresentaram inclinação em torno de 22° a 34°, como pode ser observado nas Figuras de 4.11 a 4.17.

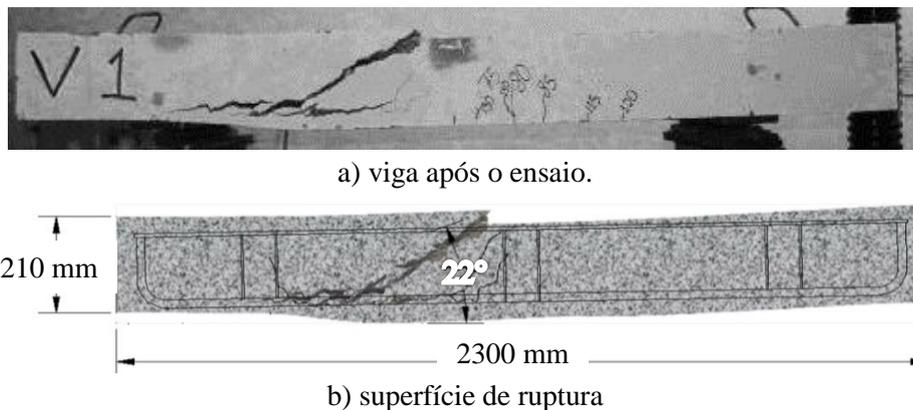
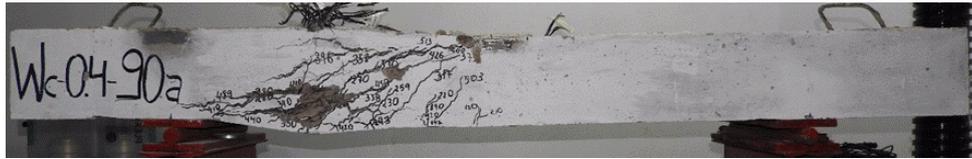


Figura 4.11- Superfície de ruptura da viga de referência após ensaio.



a) viga após ensaio.

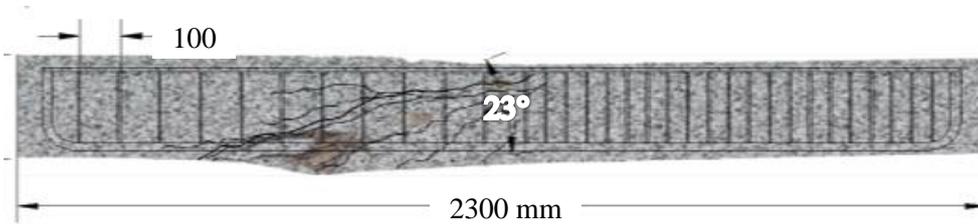
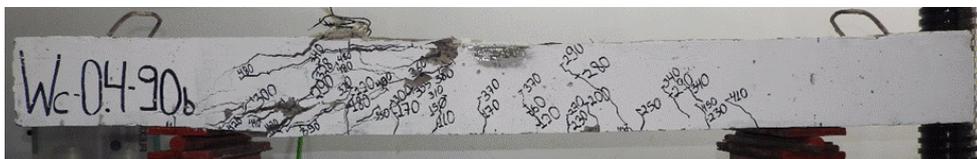


Figura 4.12- Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90a₁.



a) viga após ensaio.

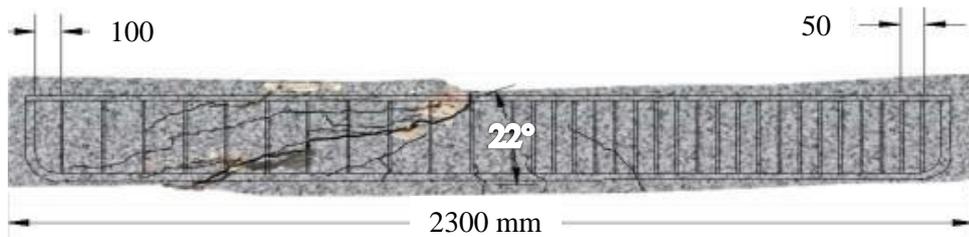
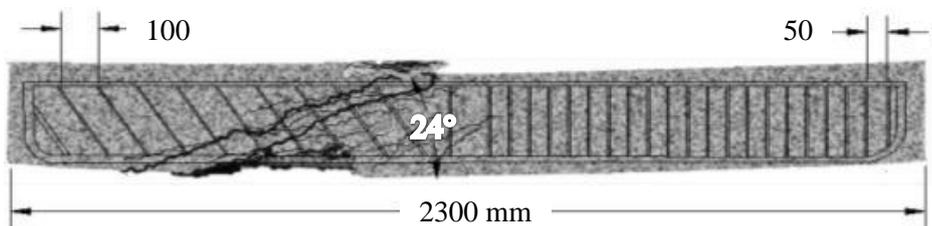


Figura 4.13- Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90b₁.



a) viga após ensaio.

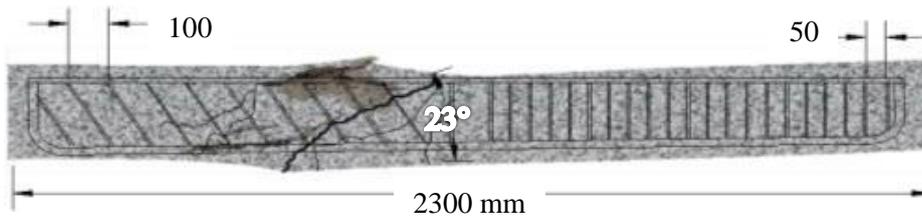


b) superfície de ruptura

Figura 4.14- Superfície de ruptura na viga Wc- 0.4- 60a₁.



a) viga após ensaio.

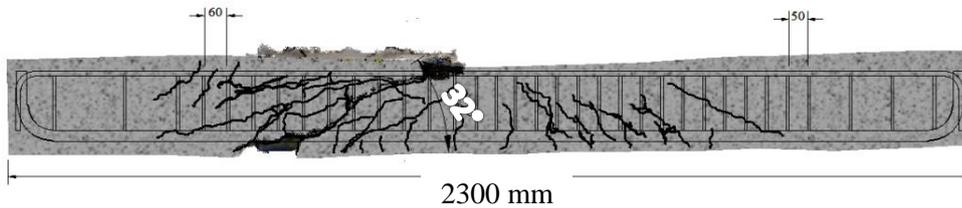


b) superfície de ruptura.

Figura 4.15- Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-60b₁.



a) viga após ensaio

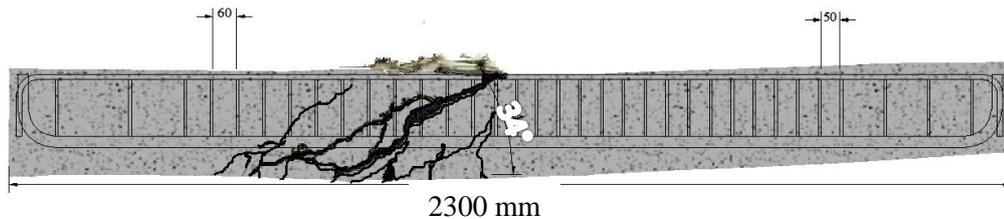


b) superfície de ruptura.

Figura 4.16- Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90a₂.



a) viga após ensaio.



b) superfície de ruptura.

Figura 4.17- Superfície de ruptura na viga Wc-0.4-90b₂.

4.2.8. Cargas de ruptura das vigas

A Tabela 4.1 apresenta as cargas de ruptura experimentais das vigas ensaiadas e as cargas de ruptura teóricas. Em relação à viga de referência, a viga que apresentou menor incremento de resistência foi a Wc-0.4-90b₁, com acréscimo de (77%). Enquanto que as vigas Wc-0.4-60a₁, Wc-04-90a₂, Wc-04-90a₂ e Wc-04-90a₁ e Wc-0.4-60b₁, foram as que

apresentaram maiores resistências com acréscimos de 142%), (138%), (108%), (95%) e (85%) respectivamente, em relação a viga V_{Ref} .

Observa-se que nas vigas Wc-0.4-90b₁ e Wc-0.4-60b₁ que a armadura complementar, posicionada apenas na face inferior, apresentou ganhos menores em sua carga última e quando posicionada nas duas faces (vigas Wc-0.4-60a₁, Wc-0.4-90a₁ e Wc-0.4-90a₂) permitiu melhor transferência de esforços às armaduras de cisalhamento, proporcionando maior ductilidade e resistência.

Nota-se que a utilização da armadura de cisalhamento com inclinação de 60° promoveu maior ductilidade e resistência às vigas, quando compara com armaduras de 90°, isso se deve ao seu maior comprimento de ancoragem, como foi observado nos estudos de Melo *et al.*(2000) e Queiroz Junior (2014).

Tabela 4.1 Cargas de Ruptura das vigas ensaiadas.

Viga	V_u (kN)	V_u/V_{flex}	V_u/V_{ref}	$V_u/V_{R,NBR}(kN)$		$V_u/EC2$	V_u/ACI
				I	II		
V Ref	145	0,35	1,00	1,21	1,21	1,15	1,75
Wc-0.4-90a ₁	281,5	0,73	2,07	1,07	0,87	0,72	1,22
Wc-0.4-90 b ₁	256,5	0,67	1,89	0,98	0,79	0,65	1,12
Wc-0.4-60a ₁	351	0,91	2,58	1,07	0,92	0,81	1,21
Wc-0.4-60b ₁	269	0,70	1,98	0,82	0,70	0,62	0,93
Wc-0.4-90a ₂	345,5	0,90	2,57	1,27	1,05	1,05	1,46
Wc-0.4-90b ₂	302	0,78	2,23	1,11	0,93	1,11	1,28
Média				1,07	0,92	0,81	1,22
Desvio Padrão				0,15	0,17	0,23	0,26
Coefficiente de Variação(%)				13,8	18,23	27,90	21,40

Comparando-se as cargas de ruptura das vigas ensaiadas com as recomendações normativas, percebe-se uma dispersão na maioria dos resultados. Os resultados teóricos que mais se aproximaram dos resultados experimentais foram os obtidos com base na equação da NBR 6118 (2014) modelo I, que também fornece o menor desvio padrão e menor coeficiente de variação, seguido pelo modelo II da mesma norma.

Em relação a norma Eurocode 2 (2004) observa-se que os resultados foram mais dispersos (Figura 4.21), apenas a viga de referência atingiu a resistência estimada, apresentando maior coeficiente de variação. Isso pode ser atribuído ao fato da norma europeia considerar o ângulo da biela muito baixo em torno de 21,8,consequentemente considera maior número de camadas de armadura transversal fazendo com que aumente a expectativa de resistência dos estribos que na pratica não se confirmam.

Já a Norma americana como já era esperado mostrou-se bastante conservadora em relação às demais estimativas ressaltando que a recomendação não apresentou nenhuma estimativa contra à segurança.

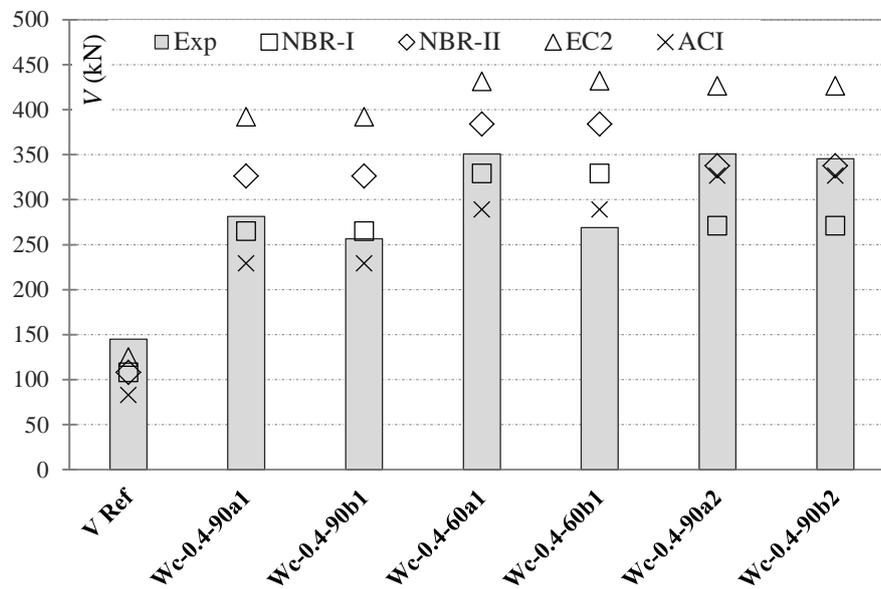


Figura 4.18-Cargas de ruptura experimental comparado recomendações normativas.

5. CONCLUSÕES SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6. 5.1 CONCLUSÕES

De maneira geral os objetivos desejados com esse trabalho foram alcançados, pois analisou-se experimentalmente a influência da ancoragem da armadura complementar (ganchos) fixada na parte comprimida e tracionada das vigas de concreto armado como reforço das armaduras treliçadas pré-fabricadas.

As armaduras complementares apresentou grande capacidade de transferir os esforços entre a armadura de flexão e a armadura de cisalhamento, proporcionando um aumento em função a viga de referencia de 142%. A inclinação da armadura treliçada pré-fabricada garantiu maior comprimento de ancoragem. Conclui-se que o uso de armadura complementar como reforço na ancoragem de armaduras treliçadas pré-fabricadas garantiu maior ductilidade à estrutura. A seguir são apresentadas conclusões mais detalhadas do estudo.

5.1.1 Deslocamentos verticais

As vigas em estágios iniciais apresentaram comportamento similar, mesmo deslocamento para mesmo nível do cortante considerado, após isso, observou-se que as vigas com armaduras complementares nas duas faces foram as que apresentaram deslocamentos elevados para grandes carregamentos em relação as demais vigas.

5.1.2 Deformações das armaduras

5.1.2.1 Deformações da armadura de flexão

A análise da armadura de flexão evidencia grande semelhança de comportamento entre as vigas com armadura de cisalhamento, possuindo deformações muito similares para mesmos níveis de carregamento. A viga Wc-0.4-60a₁ mostra-se um pouco mais rígida na zona tracionada do que as demais vigas.

5.1.2.2 Deformações da armadura treliçada pré-fabricada

Quanto à deformação da armadura de cisalhamento interna, observa-se que em todas as vigas ocorreu o escoamento da barra número 3, localizada no centro da seção transversal e centro do vão analisado.

5.1.2.3 Deformações na armadura complementar

A respeito das armaduras complementares, percebeu-se que apenas o gancho localizado na posição 2A atingiu o escoamento em todas as vigas testadas. Notou-se que os ganchos 1A e 2A, começaram a trabalhar desde o aparecimento das primeiras fissuras de cisalhamento das peças analisadas enquanto os ganchos 1B e 2B só apresentam significativas deformações, próximas à carga última.

5.1.3 Deformações no concreto

A partir da análise do gráfico de deformação do concreto, percebeu-se que as vigas com estribos treliçados pré-fabricados apresentaram maior rigidez na face comprimida do que a viga de referência, e àquelas com armadura complementar em ambas as faces têm rigidez superior em relação às vigas que possuem ganchos apenas na face inferior. Nota-se que as vigas com armadura à 90° apresentaram rigidez superior em relação às vigas com armadura transversal à 60°. Sendo que a viga Wc-0.4-90a₁ com mesmo nível de carregamento apresentou maior rigidez que as demais.

Todas as vigas testadas apresentaram fissuras de delaminação, porém o seu desenvolvimento foi retardado nas vigas Wc-0.4-90a₂ e Wc-0.4-60a₁. A utilização de armadura complementar auxiliou na limitação da abertura dessas fissuras, conforme concluído por Tapajós (2017) e Ferreira *et al.* (2016).

5.1.4 Resistência ao cisalhamento

Quanto à utilização da armadura complementar em ambas as faces, observou-se que, além de evitar avanço e abertura das fissuras de delaminação, ela ainda conferiu maior resistência ao cisalhamento para as vigas, com um acréscimo de 30% para vigas com estribos inclinados a 60° espaçados de 100 mm e 15% para vigas com estribos inclinados a

90° espaçados a 60 mm, entretanto, nota-se que para estribos espaçado de 100mm com ângulo de 90° o acréscimo de resistência foi menor em torno de 10%.

Com base nesses resultados, observou-se que, para a mesma taxa de armadura transversal, quanto menor o espaçamento maior é o desempenho das vigas. Nota-se que o estribo treliçado pré-fabricado conferiu maior resistência às vigas, quando comparadas com a viga de referência, provendo acréscimos da capacidade resistente variando de 77% a 142%.

5.1.4.1 Estimativa de resistência ao cisalhamento

Em relação às cargas últimas, a norma brasileira 6118 (2014) apresentou as estimativas de resistência mais próximas dos resultados experimentais. O Eurocode 2 (2004) apresentou grande dispersão dos resultados assemelhando somente com a viga de referência. Isso pode ter ocorrido devido os cálculos dessa norma não serem adequados para taxa de armadura acima de 0.25, resultados semelhantes foram observados no estudo de Tapajós. A norma mais conservadora foi o ACI 318 (2014), uma vez que as mesmas adotam o ângulo de inclinação da biela como 45°.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para pesquisas futuras a respeito da armadura transversal treliçada pré-fabricada, com o intuito de verificar sua aplicabilidade prática e sua real contribuição e desempenho no combate aos esforços cisalhantes, para completar a pesquisa sugere-se:

- Realizar novos ensaios em vigas faixa de concreto armado utilizando estribos com formato em pente inclinados em relação ao comprimento da peça, uma vez que armaduras inclinadas de cisalhamento podem aumentar o seu desempenho.
- Testar diferentes inclinações do estribo treliçados pré-fabricados em vigas mantendo-se constante as demais características;
- Testar diferentes posicionamentos da armadura complementar.
- Realizar análise computacional das vigas testadas

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

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

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

ANDRADE, J. L. S. (2000). **Estudo Experimental da Inclinação de Estribos Abertos em Lajes Cogumelo de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Pp 142.

ANDRADE, M.A.S. (1999) **Punção Em Lajes Cogumelo – Estudo De Posicionamento Da Armadura De Cisalhamento Em Relação A Armadura De Flexão**, Dissertação De Mestrado – Escola De Engenharia Civil/ UFG Pg 176

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR 6118 (1978). **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 1978.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2004). NBR 15961 – **Alvenaria Estrutural Blocos de Concreto Projeto**. Rio de Janeiro ABNT, 2004

.

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

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

BROMS, C. E. (2000). **Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode**, ACI Structural Journal, V. 97, No 1, pp. 94-101.

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

CHANA, P. S. (1993). **A Prefabricated Shear Reinforcement System for Flat Slabs**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, Vol. 99, No.3, pp 345-358.

COLAJANNI, P. **Capacidade de cisalhamento em vigas de concreto reforçadas por estribos com duas inclinações diferentes.** Engineering Structures. Dezembro de 2014 , páginas 444-453.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1978). **CEB-FIP Model Code 1978.** Paris.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1993). **CEB-FIP Model Code 1990.** London, Thomas Telford.

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

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

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

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

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

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

FUSCO, P. B. - **Estruturas de Concreto: solicitações tangenciais.** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1981.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais.** São Paulo: PINI, 2008.

FUSCO, P. B. **Técnica de amar estruturas de concreto armado 1ª**. São Paulo: PINI, 1994.

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

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

KINNUNEN, S. NYLANDER, H. e TOLF, P. (1978). **Investigations on punching at the division of building statics and structural engineering.** Nordisk Betong. Stockholm 1978; 3:25–7.

LEONHARDT, F. e MÖNNIG, E. **Construções de Concreto, Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado.** Rio de Janeiro: Interciência Ltda. 1977.

LUNDGREN, K.; GUSTAVSON, R.; MAGNUSSON, J. Finite element modelling as a tool to understand the bond mechanisms. In: **BOND IN CONCRETE – FROM RESEARCH TO STANDARDS**, Proceedings Budapest. 2002.

MACGREGOR, J. G., WIGHT, J. K. **Reinforced concrete – mechanics and design.** Saddle River, 2005.

MELGES, J. L. P.(2001) **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido.** São Carlos. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MELO, G. S. S., COELHO, A. E. G. and OLIVEIRA, D. R. C. (2000). RC flat slabs with inclined stirrups as shear reinforcement. International Workshop of Punching Shear Capacity of RC Slabs, KTH, Stockholm, June, Proceedings pp 155-162.

NIELSEN M.P. (1999) **Limit analysis and concrete plasticity**. (2nd ed.), CRC, Boca Raton, (Florida, USA) (1999)

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

QUEIROZ JUNIOR, F.D.O. (2014) **Análise de Resistência ao Cisalhamento em Peças de Seções Circulares Vazadas Utilizando a Teoria do Campo de Compressão Modificada**. Recife PE. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia e Geociência, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, Brasil, 2014.

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

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

REGAN, P. E. (2001). **Shear Reinforcement Against Punching in Flat Slabs Development of Design Recommendations**. Correspondência com o autor.

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

REGAN P. E. (1993). **Tests of connections between flat slabs and edge columns**. School of Architecture and Engineering, University of Westminster, Julho.

RÜSCH, H. **Concreto Armado e Protendido, Propriedades dos Materiais e Dimensionamento**. Rio de Janeiro: Campus Ltda, 1981.

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

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

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

TRAUTWEIN, L. M. (2001). **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento tipo “Stud” Interno e Tipo Estribo Inclinado**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Pp 185.

TRAUTWEIN, L.M. (2006) **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica USP. São Carlos SP. 2006

TRAUTWEIN *et al.*(2013) **puncionamento em lajes planas de concreto armado com armadura de cisalhamento interna** REEC – Revista Eletronica De Engenharia Civil Vol. 07 Nº 1, Pg. 38-49 Set/Nov.

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

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

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