



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

JEDSON HENRYQUE CORRÊA ABRANTES

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO
COM ARMADURAS CONTINUAS E DESCONTINUAS**

Tucuruí - PA
2019

JEDSON HENRYQUE CORRÊA ABRANTES

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO
COM ARMADURAS CONTINUAS E DESCONTINUAS**

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: Estrutura.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira

Tucuruí

2019

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)**

A158a ABRANTES, JEDSON HENRYQUE
ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS
DE CONCRETO COM ARMADURAS CONTINUAS E
DESCONTINUAS / JEDSON HENRYQUE ABRANTES. —
2019.
105 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Marcelo Rassy Teiceira
Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético,
Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia,
Universidade Federal do Pará, Tucuruí, 2019.

1. Método de Bielas e Tirantes. 2. Concreto Armado
com fibras. 3. Consolos Curtos. 4. Cisalhamento. I.
Título.

CDD 624

JEDSON HENRYQUE CORRÊA ABRANTES

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO
COM ARMADURAS CONTINUAS E DESCONTINUAS**

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: Estrutura.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira

Aprovada em 30 de setembro de 2019.

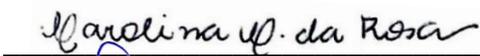
BANCA EXAMINADORA:



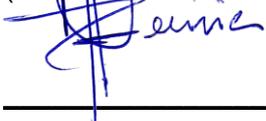
Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira – Orientador
(Universidade Federal do Pará)



Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira – Examinador Externo
(Universidade de Brasília)



Prof^a. Dra. Carolina Coelho da Rosa – Examinadora Externa
(Universidade Federal do Pará)



Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira – Examinador Interno
(Universidade Federal do Pará)

A Deus, minha família e amigos
que tanto contribuíram para tudo se
tronasse realidade

AGRADECIMENTOS

Agradeço primordialmente a Deus pelo dom da vida e por ser sempre fortaleza em toda minha caminhada, me concedendo graças e bênçãos abundosas. Mostrando-me que está comigo em todas as situações, sejam elas turbulentas ou não, sempre me dando a certeza que no final de cada fase é encontrada a felicidade que ele tanto preparou para mim.

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

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

Ao Professor Marcelo Rassy, meu orientador, e por quem tenho uma grande admiração pelo ser humano grandioso que é, e que possui um coração tão grande que não mede esforços para ajudara a quem precisa. Sempre tentando nos incentivar ao máximo o nosso potencial, e acreditando tanto que sou capaz de chegar onde eu quero.

Ao Professor Aarão Ferreira Neto, meu professor grande amigo, não só pelo conhecimento científico e prático transmitido, mas por ser esse ser humano de alma boa que agrega pessoas, e por ser acima de tudo família, por quem tenho um amor fraterno, e o qual tenho a honra de ter amizade. Além disso, pelo apoio e disponibilidade de sanar inúmeras dúvidas durante os anos de graduação e agora no mestrado não ter sido diferente, e por sua fundamental e preciosa orientação neste trabalho.

Ao meu namorado, meu amigo, muito obrigado por tudo durante esse período de mestrado, por ter sido sempre minha companhia e me apoiar nos dias que mais precisei. Obrigado pelo carinho, pela atenção e por suas palavras de

incentivo nos momentos que não estava muito bem. Te amo Vida! Neste mesmo contexto agradeço a minha Sogra, meus Cunhados, que não medem esforços para me fazerem me sentir tão querido, estendo também meus agradecimentos à todos os familiares.

Aproveito também, para estender meus agradecimentos a todos os meus professores que não fizeram diferente, contribuindo grandemente para mais essa etapa da minha formação acadêmica. Em especial a Professora Carolina Coelho, uma pessoa incrível de coração enorme que transmite segurança e acalanto para a alma, que me faz sentir querido com suas conversas e sua atenção em tantos momentos, e ao Professor Júnior Ishihara, um pessoa tão única que sem querer e com tanta humildade inspira-nos a ser um ser humano melhor.

Aos colaboradores do Laboratório de Engenharia Civil, na execução e preparação dos ensaios experimentais, em especial a colega e engenheira Francirene Bonfim, que sempre esteve tão solícita mesmo mediante tantos importantes afazeres, e aos colegas, Diego Ferreira, João Pedro Nascimento, que foram um presente na amizade e companheirismo que levo desde a graduação, e tenho certeza que será sempre assim se Deus quiser. Ao Sr. Lúcio, Raissa, Vinicius, Renato, Álvaro, Glauber e Vanessa Carolaine que me ajudaram tanto durante inúmeros momentos desta pesquisa

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

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

Assim sendo, desejo expressar minha mais sincera gratidão àqueles que fizeram o supracitado acontecer, e que contribuíram de forma tão valiosa para que este trabalho se tornasse real. Aos meus amigos de infância, e que sempre estão

comigo não importando a distância, e que fazem muito a vida valer a pena, Dayse, Layse e Douglas. As minhas duas amigas lindas e irmãs que nunca medem esforços para me vê feliz, e que com certeza a recíproca é verdadeira, quero sempre tê-las tão pertinho e com essa amizade que nunca munda e só melhora ao longo dos anos, vocês são muito importantes para mim, amo vocês Leticia e Larissa.

Agradeço a Deus tão imensamente por essa amizade a mestre Marília Caíres, minha baby, pelas conversas especiais, únicas e tão perfeitas que sempre me dão um “up” nos momentos mais delicados, pela sua incontável habilidade de me fazer feliz com um simples “oi Jedinho”, obrigado por ser um ser humano que me causa tanta admiração e inspiração e por me ajudar tanto sem nem perceber, e por deixar eu fazer parte da sua vida, te amo!

É meio que impossível falar de um de vocês três separadamente, Edileuza Dedé e Matheus, meu trio libriano, a quem eu tanto aturo ... ahahah é uma honra muito grande ser amigo de vocês, pessoas tão especiais que me fazem muito felizes, o trabalho a vida não seria o mesmo sem vocês dois, são sem dúvidas parte muito importante da minha família em Tucuruí, eu amo muito vocês meus irmãozinhos. Sempre estarei com vocês.

Gutinha, eu não poderia deixar de agradecer a vocês que sempre faz sentir tão querido, e que mostra o valor e uma amizade, mesmo com nossos discussões de amigos irmãos, assim como tal, nada nos abala, por eu sabemos o quanto nossa amizade é importante, te admiro muito e torço muito por sua felicidade. Te amo.

Meus amigos, Wassim, Kamilia, Davi, Larissa, Daniela, Viviane, Jessé, Ildene, Mônica, Vanessa Souza, Wiviam, Augusto, Udson e Gisele, cada um de vocês transformam meus dias com suas peculiaridades, transformam esse serzinho aqui em algo melhor, sou tão grato por tudo, que um dia espero poder retribuir tudo que vocês fazem por mim, transformando a minha vida em algo intensamente real e prazeroso.

“A Grande Conquista é o
resultado de pequenas vitórias que
passam despercebidas.”

(Paulo Coelho)

RESUMO

Os consolos curtos, assim como algumas peças de concreto armado apresentam regiões de descontinuidades (regiões *D*), onde não se deve levar em consideração as hipóteses de Bernoulli, uma vez que o fluxo de tensões não se distribuem de forma linear ao longo da seção transversal destes elemento, e para corrigir os distúrbios causados por este fluxo em áreas específicas é que se buscam alternativas de cálculo por meio de equações idealizadas por percepções empíricas de pesquisadores, ou ainda por meio do Método de Bielas e Tirantes. Neste contexto e após observações teóricas e experimentais de consolos, concluiu-se que as bielas formadas nessas estruturas são do tipo garrafa, e embora exista um considerável banco de dados a esse respeito, não existe um consenso na literatura e entre normas vigentes que faça relação concreta entre as taxas de armaduras contínuas, modo de ruptura e as resistências das bielas. Dessa forma, realizou-se um estudo experimental para avaliar a contribuição de três tipos de fibras (armaduras descontinuas), polipropileno, polietileno e aço, que foram adicionadas ao concreto em três diferentes teores para cada uma delas. Os resultados mostraram que de forma geral houveram comportamentos similares para as leituras do concreto, e o inverso quando se analisou as armaduras contínuas que sofreram esforços de tração (Tirantes). Para as peças com fibras metálicas o ganho de resistência com relação aos espécimes de referência foi percebido para a peça que recebeu maior teor de fibra. Já para as fibras sintéticas, a fibra de polipropileno teve melhor ganho no espécime com segundo melhor volume de fibra, e para polietileno foi registrado para a menor porcentagem. Essas peças também apresentaram melhor comportamento dúctil dentre todas as peças ensaiadas que não receberam estribos horizontais. Quanto aos resultados comparando-se os espécimes com armaduras contínuas, somente o espécime com fibra de polietileno alcançou resultado superior. Em relação a eficiência da biela, o método apresentou resultados contra e a favor da segurança, enquanto que com relação ao cortante, as estimativas das normas tiveram resultados bastante favoráveis. Logo tem-se que o MBT é um método bastante indicado para o dimensionamento que apresente eficiência e segurança mediante casos de estruturas que apresentam distúrbios de tensões e deformações.

Palavras-chave: Método de Bielas e Tirantes; Concreto Armado com fibras; Consolos Curtos; Cisalhamento

ABSTRACT

Short consoles, as well as some reinforced concrete elements, have discontinuity regions (D regions), where Bernoulli's hypotheses should not be taken into account, since stress flows do not distribute linearly along the cross section. In order to correct the disturbances caused by this flow in specific areas, it is necessary to look for alternatives of calculation through equations idealized by empirical perceptions of researchers, or by means of the Strut-and-Tie Method. In this context and after theoretical and experimental observations of consoles, it was concluded that it is formed in this structure a bottle-shaped strut, and although there is a considerable database in this regard, there is no consensus in the literature and among current codes that relate between continuous reinforcement rates, failure mode and strut efficiency factors. Thus, an experimental study was carried out to evaluate the contribution of three types of fibers (discontinuous reinforcement), polypropylene, polyethylene and steel, which were added to the concrete in three different contents for each one. The results showed that in general there were similar behaviors for the concrete readings, and the opposite when analyzing the continuous reinforcement that suffered tensile stresses (Tie). For the elements with metallic fibers the resistance gain in relation to the reference specimens was noticed for the part that received higher fiber content. For synthetic fibers, polypropylene fiber had better gain in the specimen with second best fiber volume, and for polyethylene was registered for the lowest percentage. These consoles also presented better ductile behavior among all the test elements that did not receive horizontal stirrups. Regarding the results compared to the specimen with continuous reinforcement only the one with polyethylene fiber achieved superior result. Regarding the strut efficiency factors, the method presented results against and in favor of safety, while with respect to the shear strength the codes estimates had very favorable results. Therefore, MBT is a very suitable method for design that presents efficiency and safety through structures that present stress and deformation disturbances.

Keywords: Strut-and-Tie Method. Fiber Reinforced Concrete. Short consoles. Shear.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Dispositivos de ligação em estruturas pré-moldadas.	2
Figura 1.2 – Concreto com fibras metálicas.	3
Figura 2.1 – Fluxo de tensões sobre um consolo curto: a) tensões de compressão; b) tensões de tração; c) conjunto de tensões.....	9
Figura 2.2 – Tipos de Ruptura de consolos de concreto armado.....	12
Figura 2.3 – Princípio de Saint-Venant.....	13
Figura 2.4 – Divisão da estrutura em Regiões <i>B</i> e <i>D</i> no Modelo de Bielas e Tirantes.	14
Figura 2.5 – Tipos de nós em uma região <i>D</i>	16
Figura 2.6 – Tipos de nós.....	17
Figura 2.7 – Configurações típicas de bielas: a) Prismática; b) Leque; c) Garrafa	18
Figura 2.8 – a) MBT para consolos curtos); b) MBT para consolos curto.	21
Figura 2.9 – Posicionamento da Armadura de Costura.....	22
Figura 2.10 – Modelo de Biela proposto por Araújo.	24
Figura 2.11 – Modelo de treliça proposto pelo Eurocode 2.	27
Figura 2.12 – Modelo de consolo proposto pela <i>American Concrete Institute</i>	30
Figura 2.13 – Morro AQAR QUF, Iraque.	33
Figura 2.14 – Ruptura típica de: a) Flexão; b) Fendilhamento da biela do concreto;	36
Figura 2.15 – Modelo testado por Fattuhi.....	37
Figura 2.16 – Consolos com armadura principal.	38
Figura 2.17 – Consolos com armadura principal e transversal.....	38
Figura 2.18 – Consolos com armadura principal e fibra no reforço do concreto. .	39
Figura 3.1 – Geometria dos consolos (mm).	42
Figura 3.2 – Layout das armaduras base dos consolos sem estribos horizontais: a) Design Gráfico; b) Arranjo real; c) Visão Isométrica.	43
Figura 3.3 – Layout da armadura base do consolo com estribos horizontais: a) Design Gráfico; b) Arranjo real; c) Visão Isométrica.....	44
Figura 3.4 – Posição dos extensômetros para concreto nos consolos: a) vista lateral; b) vista frontal.	45
Figura 3.5 – Extensômetros de concreto utilizados: a) Internos;.....	46

Figura 3.6 – Detalhamento dos extensômetros nas armaduras de aço: a) Consolo com armadura horizontal; b) consolo sem armadura horizontal.....	46
Figura 3.7 - Extensômetros de aço utilizados.....	47
Figura 3.8 – Desenho do sistema de ensaio dos consolos.	48
Figura 3.9 - Foto do sistema de ensaio padrão dos consolos	48
Figura 3.10 – Fibras de polipropileno utilizadas no experimento.....	49
Figura 3.11 – Fibra de polietileno utilizadas no experimento.	50
Figura 3.12 – Diferentes tipos de Fibra de Aço	51
Figura 3.13– Fibra de aço a ser utilizada no experimento.....	51
Figura 3.14 – Adensamento dos espécimes durante a concretagem.....	53
Figura 3.15 – Ensaio da barra de aço.	54
Figura 4.1 – Gráfico Carga x Deformação Superficial do concreto na Região da mísula do consolo.	55
Figura 4.2 – Gráfico Cortante x Deformação interna de compressão do concreto.	57
Figura 4.3 – Gráfico Cortante x Deformação interna do concreto para todas as peças: a) Posicionamento próximo ao apoio; b) Posicionamento próxima ao chanfro no consolo.	59
Figura 4.4 – Gráfico cortante x deformação armaduras do tirante para todas as peças: a) posicionamento no consolo esquerdo; b) posicionamento no consolo direito.	61
Figura 4.5 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CR; b) CRC.....	63
Figura 4.6 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CA2; b) CA3; c) CA4.	64
Figura 4.7 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CA4; b) CPP8; c) CPP16.	65
Figura 4.8 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CPE24; b) CPE36; c) CPE48	66
Figura 4.9 – Modos de ruptura dos consolos: a) CR; b) CRC.	68
Figura 4.10 – Modos de ruptura dos consolos: a) CA2; b) CA3; c) CA4.	69
Figura 4.11 – Modos de ruptura dos consolos: a) CA4; b) CPP8; c) CPP16.	70
Figura 4.12 – Modos de ruptura dos consolos: a) CPE24; b) CPE36; c) CPE48 .	71
Figura 4.13 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de fibra para os consolos.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Características dos consolos.....	44
Tabela 3.2 – Características das fibras de polipropileno utilizadas na pesquisa... 49	49
Tabela 3.3 – Características das fibras de polietileno utilizadas na pesquisa.	50
Tabela 3.4 – Características das fibras de aço utilizada na pesquisa.	51
Tabela 3.5 – Composição do traço do concreto.....	52
Tabela 3.6 - Resultados das propriedades mecânicas do concreto	53
Tabela 3.7 - Resultados das propriedades mecânicas do aço.	54
Tabela 4.1 – Modos de ruptura dos consolos curtos.....	67
Tabela 4.2- Resultados de Resistência dos Consolos Curtos.....	72
Tabela 4.3 – Fatores de eficiência dos consolos	74

LISTA DE SÍMBOLOS

a - distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da carga vertical

d - altura útil

h - altura total do consolo

b - largura do consolo

θ - ângulo entre o tirante e a biela

V_d - carga vertical de projeto

γ_n - coeficiente de majoração de carga

H_d - carga horizontal de projeto

f_{ck} - resistência característica do concreto a compressão

f_{cd} - resistência do concreto a compressão de cálculo

f_{yd} - tensão de escoamento do aço de cálculo

f' - resistência a compressão do concreto

γ_n - coeficiente de majoração de carga em elementos pré-moldados e pré-abricados

a_{bie} - menor distância entre a biela e o ponto C

c_2 - espessura da biela

R_c - carga de compressão na biela

σ_{bie} - tensão na biela comprimida

$\sigma_{nó}$ - tensão no nó logo abaixo do suporte

A_{ap} - Área do elemento de suporte

$A_{s,t}$ - Área do tirante

$A_{s,h}$ - Área dos estribos horizontais

c - Cobrimento

d_h - distância vertical entre o tirante e a parte superior do suporte

μ - coeficiente de atrito

f_{cd1} - tensão resistente máxima no concreto para nós CCC

f_{cd2} - tensão resistente máxima no concreto para nós CTT ou TTT

f_{cd3} - tensão resistente máxima no concreto para nós CCT

ρ - taxa de armadura na seção de engaste

z_0 - distância vertical entre a barra do tirante e a interseção entre o pilar e a biela comprimida

z - distância vertical entre a barra do tirante e o nó 1 da treliça

F_{ed} - carga vertical de projeto

H_{ed} - carga horizontal de projeto

F_t - carga presente no tirante

$\sigma_{rd,max}$ - Tensão limite máxima

a_v - distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da carga vertical

V_u - carga vertical de projeto

N_{uc} - carga horizontal de projeto

ϕ - coeficiente de majoração de carga

j - condição de balanço

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. <i>Objetivos</i>	3
1.1.1. Objetivo geral	4
1.1.2. Objetivos específicos	4
1.2. <i>Justificativa</i>	4
1.3. <i>Apresentação do Trabalho</i>	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. <i>Teoria dos Consolos</i>	8
2.1.1. Definição	8
2.1.2. Modo de Ruptura	10
2.2. <i>Regiões B e D</i>	13
2.2.1. Método de Bielas e Tirantes	14
2.2.2. Componentes do MBT	15
2.3. <i>Recomendações Normativas</i>	18
2.3.1. ABNT NBR 9062 (2016) / ABNT NBR 6118 (2014)	19
2.3.2. EUROCODE 2 (2010)	27
2.3.3. ACI 318 (2014)	29
2.4. <i>Concreto</i>	32
2.4.1. Histórico	32
2.4.2. Compósitos com Fibras	34
2.5. <i>Estudos realizado na área</i>	35
2.5.1. FATTUHI (1987)	35
2.5.2. HUGHES E FATTUHI (1989)	35
2.5.3. FATTUHI (1990)	36
2.5.4. CAMPIONE, LA MEDOLA E PAPIA (2005)	37
2.5.5. COSTA (2009)	39
2.5.6. BELLUCIO E EL DEBS (2013)	39
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
3.1. <i>Consolos Curtos</i>	41
3.1.1. Características	41

3.1.2. Instrumentação dos consolos	45
3.1.3. Sistema de Ensaio	47
3.2. <i>Materiais</i>	49
3.2.1. Fibras Testadas	49
3.2.2. Concreto	52
3.2.3. Propriedades Mecânicas do Aço	54
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	54
4.1. <i>Deformação do Concreto</i>	55
4.1.1. Deformações Superficiais	55
4.1.2. Deformações internas	56
4.2. <i>Deformação das armaduras dos Tirantes</i>	59
4.3. <i>Mapa de fissuração e modo de ruptura</i>	62
4.3.1. Modos de ruptura dos consolos	66
4.3.2. Resistência dos consolos	72
4.3.3. Fatores de eficiência da biela	73
5. CONCLUSÕES	76
5.1. Considerações gerais	76
5.1.1. Deformações do concreto	77
5.1.2. Deformações dos tirantes	77
5.1.3. Modo de ruptura	78
5.1.4. Resistência dos consolos	78
5.1.5. Fator de eficiência da biela	79
5.2. Sugestões para trabalhos futuros	79
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais utilizados em todo o mundo. Na construção civil brasileira o concreto armado é o método construtivo mais empregado, uma vez que esse material é comprovadamente durável, possui alta resistência a compressão, e apresenta viabilidade econômica considerável, pois, além do processo de construção em si, possui baixos requisitos de manutenção ao longo de sua vida útil. (SOUZA e RIPPER, 1998).

Por outro lado, apesar das boas características, algumas estruturas podem ser eventualmente prejudicadas quando o projeto não é bem elaborado, ou quando a execução não é realizada corretamente. Além disso, a má utilização dessas estruturas pode acarretar em uma série de prejuízos que podem danificá-las consideravelmente, por exemplo, a corrosão das armaduras. O concreto também apresenta pontos negativos, como a baixa resistência a tração, a falha frágil, e a baixa ductibilidade.

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), é quase impossível a humanidade avançar tecnologicamente, sem que o concreto também se desenvolva em linhas paralelas, devido este ter se tornado tão necessário para edificar cidades. De maneira histórica, o homem vem continuamente explorando tudo ao seu redor, de forma a perceber a potencialidade dos mais variados elementos que possam ajudar a sanar, por exemplo, as “fragilidades” apresentadas por esse compósito.

A curiosidade em se descobrir até onde se pode chegar quando se “manipula” as propriedades do concreto tem feito as pesquisas a esse respeito ganha novas abrangências. Anteriormente, as questões ligadas à construção não eram sistemáticas, o que geravam poucos problemas, porém hoje se vive uma época de grandes preocupações relacionadas aos novos materiais utilizados para construir. E na tentativa de sanar muitos questionamentos feitos sobre a resistência do concreto, por exemplo, que a adição de novos materiais ou substituição parcial de sua matriz vem sendo estudada.

Outro grande foco de estudos no setor da construção civil em todo mundo é o sistema construtivo em pré-moldado, dado que este setor é considerado tecnologicamente atrasado quando comparado a outros setores de desenvolvimento. A arte de pré-moldar se tornou um importante meio para

construir, por se tratar de uma forma de sistema que tem praticidade, e em alguns casos, maior rapidez. Além disso, traz como vantagens, a redução de desperdícios de materiais e o aumento da produtividade, assim como também o melhor controle tecnológico sobre os elementos construtivos. A Figura 1.1 mostra uma estrutura pré-moldada em andamento.

Figura 1.1 - Dispositivos de ligação em estruturas pré-moldadas.



Fonte: (EL DEBS, 2017).

Ainda segundo Mehta e Monteiro (2014), do ponto de vista econômico e competitivo, não são somente essas áreas de vantagens dessa alternativa de construção. O benefício para o meio ambiente é considerável, pois ao se tratar do concreto, está-se falando do segundo material mais consumido no mundo, sendo a sua indústria responsável por cerca de 7% do total de dióxido de carbono emitido na atmosfera, com um consumo de 11 bilhões de toneladas de agregados e 1 trilhão de litros de água consumido. Esse método construtivo pré-moldado possui um controle sobre a quantidade e qualidade, isso quando comparadas as estruturas convencionais.

Quando se trata do dimensionamento e execução no canteiro de obras, a construção pré-fabricada traz junto algumas inferências, pois, ao contrário das estruturas moldadas *in loco*, a estrutura não apresenta comportamento monolítico, já que suas ligações ocorrem entre peças separadas posteriormente a confecção, e, portanto, tem uma forma diferente de distribuição de esforços e de obtenção de estabilidade (ARAÚJO *et al.*, 2017).

Conforme Oliveira (2012), na pré-moldagem de estruturas as ligações entre os elementos ganham notoriedade por se tratar de um relevante obstáculo, o que

configura o ponto mais importante destes tipos de estruturas. Dessa forma, e por sua notável significância, se tornou objeto de inúmeros estudos na área de concreto pré-moldado. Entre os elementos de ligação, tem destaque os consolos, que são os mais utilizados em diversas junções, como: viga-pilar, viga-viga, laje-viga, laje-pilar e laje-parede.

Além da tentativa de buscar novos meios de construção, a elaboração de novos tipos de concreto tem sido uma das alternativas que visam melhoria deste compósito. Dessa forma, se tornou objeto de muitos estudos a adição de fibras no concreto armado, pois essas podem atravessar fissuras que se formam em elementos estruturais, por exemplo, as vigas quando estão submetidas a esforços solicitantes, ou ainda quando ocorre uma variação de temperatura.

As fibras adicionam características que não são encontradas no concreto simples, como a ductilidade após fissuração, além é claro, de na maioria das vezes aumentar a resistência a esforços elevados de tração. Na Figura 1.2 é possível perceber a disposição das fibras em um elemento de concreto, onde também é percebido a ideia da costura realizado por esses elementos.

Figura 1.2 – Concreto com fibras metálicas.



Fonte: (DIPROTEC, 2018).

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Nesse contexto, e dada à relevância desse tema, o presente trabalho tem por objetivo analisar experimentalmente a contribuição de fibras sintéticas e fibras metálicas quanto à resistências de consolos curtos de concreto armado, dando atenção para os ganhos de resistência das peças que foram retirados os estribos horizontais.

1.1.2. Objetivos específicos

Na tentativa de um melhor e mais completo debate sobre o desempenho desses espécimes de concreto armado, no contexto de diferentes compósitos, e suas resistências aos esforços normais de tração e compressão, e o esforço cisalhante, este trabalho busca como objetivos específicos:

- Analisar os resultados provenientes dos ensaios experimentais nos modelos, de forma individual e comparativa entre eles, com relação às deformações do concreto e do aço, aberturas de fissuras, modos de ruptura, capacidade resistente desses elementos;
- Identificar os efeitos provocados pela variação dos teores de fibras testadas (Polipropileno – 0,08%; 0,12% e 0,16%), (Polietileno – 0,24%; 0,36% e 0,48%) e (Aço – 0,80%, 1,20% e 1,60%). A fim de verificar as contribuições relativas ao controle de fissuração e ao acréscimo de resistência na ligação consolo/pilar;
- Comparar os resultados experimentais de resistência dos consolos curtos com os critérios de resistência à força cortante, adotados pelas normas ACI 318 (2014), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014), observando a eficiência das previsões teóricas para os modelos analisados;

1.2. Justificativa

A Construção Civil Brasileira é um dos setores que mais contribui para a economia do país, logo, o avanço tanto de desenvolvimento quanto da capacidade de produção do Brasil estão diretamente relacionadas com a melhoria desse setor. Um exemplo, é que mesmo diante da crise que afetou a economia internacional, o crescimento do Produto Interno Bruto (PIB) dessa categoria no Brasil, superou o próprio país de forma proporcional, sendo assim, na última década o segmento expandiu consideravelmente (FIRJAN, 2014).

Diante desse quadro econômico, a busca por melhoria no setor da construção tem se tornado incessante, logo, a sua principal matéria prima, o concreto, tem sido objeto de estudos ao longo de anos, pensando-se em viabilizar uma melhor forma de trabalhar com este material, e melhorar o seu desempenho, visto ainda que no Brasil, quando comparado com outros países, a forma de construir pouco evoluiu.

E ao se tratar da pouca evolução no setor, se encaixa no contexto as estruturas pré-fabricadas, ou pré-moldadas, que apesar de ainda serem menos utilizadas que o método convencional de construção, vem ganhando cada vez mais espaço no país, sendo esse, um método relativamente novo de construção. Segundo Vasconcelos (2002), apesar de ter sido realizada a primeira obra no país em 1926, por uma construtora dinamarquesa, Christiani-Nielsen, foi no fim da década de 50 que houve a preocupação com a racionalização e industrialização de sistemas construtivos.

Este trabalho justifica-se ainda, pela importância que as ligações de peças de concreto pré-moldado têm no comportamento estrutural, sendo que os consolos são dimensionados de forma diferente do que se emprega para estruturas em concreto moldado in loco. Além disso, o Método de Biela e Tirantes (MBT) ainda é novidade na ABNT NBR 6118 (2014), umas das normas de comparação neste estudo, e desta forma é de extrema importância que os estudos sobre esse método sejam aprofundados.

Visando essa busca por avanços é que pesquisas têm sido realizadas a respeito da adição de diversos compostos ao concreto, no intuito de melhorar o comportamento do material, quanto à fragilidade, ductilidade e tenacidade, pois se sabe que o concreto quando submetido a carregamentos constantes ainda é passivo do surgimento de microfissuras, o que pode interromper seu ciclo de vida.

Neste contexto, os consolos são elementos de ligação considerados um dos mais importantes da estrutura, o que chama atenção para a relevância desse estudo em analisar a contribuição do tipo de concreto para estes espécimes. E se valendo dessa abordagem buscou-se avaliar a eficiência das fibras no concreto com e sem estribos horizontais, por meio da análise dos resultados de ensaios experimentais em consolos curtos carregados em áreas reduzidas, por serem exemplos de elementos em que a capacidade resistente é guiada pelo fluxo de tensões desenvolvido em bielas de concreto.

1.3. Apresentação do Trabalho

O trabalho desenvolvido é eminentemente experimental. Logo o progresso da dissertação discorre essencialmente à sequência de estudos teóricos, produção, e ensaios dos modelos experimentais.

No *Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica*, onde são apresentados os fundamentos teóricos de trabalhos já realizados sobre a temática, mostrando o comportamento estrutural do elemento consolo, assim como também estudos sobre a adição de fibras ao concreto armado, ou ainda o modelo de cálculo de bielas e tirantes de acordo com as recomendações normativas. Neste capítulo, são também demonstrados os módulos de ruptura usuais para o consolo, e as características gerais.

No *Capítulo 3 – Programa Experimental*, os modelos experimentais foram caracterizados, quanto as dimensões, armaduras, traço do concreto e as propriedades mecânicas do aço e das variações do concreto utilizado. Foram apresentados os procedimentos de moldagem dos modelos, procedimentos de ensaios experimentais e instrumentação realizada.

No *Capítulo 4 – Análise dos Resultados*, foram apresentados e discutidos os resultados experimentais, tais como carga e modo de ruptura, deformação das armaduras do tirante e estribos horizontais, mapas de fissuração e forma de ruptura de cada modelo experimental, e realizada comparação das resistências experimentais com as teóricas obtidas seguindo as recomendações normativas apresentadas neste trabalho.

No *Capítulo 5 – Conclusões* são apresentados às conclusões acerca dos principais resultados obtidos durante a dissertação, além das sugestões para trabalhos futuros. Seguida a isso, no *Capítulo 6* são apresentadas as Referências Bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O crescimento acelerado da construção civil nos últimos anos gerou a necessidade de implementação de inovações tecnológicas. No cenário contemporâneo, diversas técnicas foram criadas para o dimensionamento e montagem dos elementos estruturais, porém inovações referentes à composição do concreto a fim de melhorar o seu desempenho tem também ganhado destaque, fazendo frente à utilização de diversos compostos.

É verdade que nem sempre as armaduras são suficientes para garantir que peças de concreto armado consigam suportar de maneira eficiente os esforços aos quais são solicitadas, e diante das inovações no âmbito da composição do concreto, a adição de diferentes compostos tem sido foco de pesquisas, entre eles as fibras, o agregado reciclado, aditivos, entre outros.

As seções seguintes, deste capítulo, servem para esclarecer e auxiliar na compressão dos resultados dos ensaios dos consolos, discorrendo a respeito do modelo de bielas e tirantes e seu modo de ruptura. Aqui também será explanado um pouco sobre os efeitos gerais dos compostos no Concreto Armado.

Este último é considerado com certa ênfase nesta pesquisa, alinhado ao MBT, por se tratar de um procedimento racional simples que traz dentre seus componentes as bielas, idealizadas como fluxos de tensões de compressão no concreto, habitualmente identificadas em estruturas de concreto simples e armado, analisando assim o comportamento dos espécimes.

2.1. Teoria dos Consolos

2.1.1. Definição

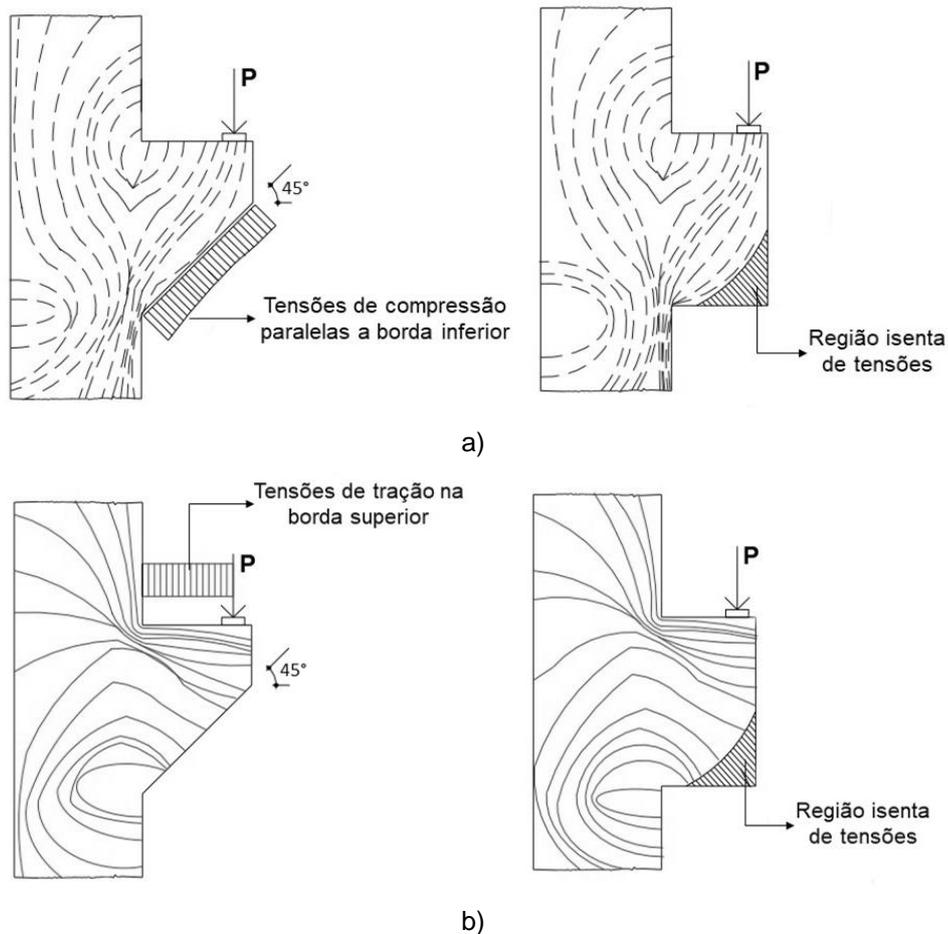
Por definição, consolo é a parte de uma estrutura pré-fabricada com fundamentos tridimensionais, onde a relação ($a/d < 1$) é válida, em outras palavras, a distância de seu apoio até o ponto de aplicação de carga da ação é menor ou igual sua altura útil. Em um contexto geral, as cargas são aplicadas sobre a face superior ao longo da altura dos consolos, juntamente de sua ponta livre (SILVA e GIONGO, 2000).

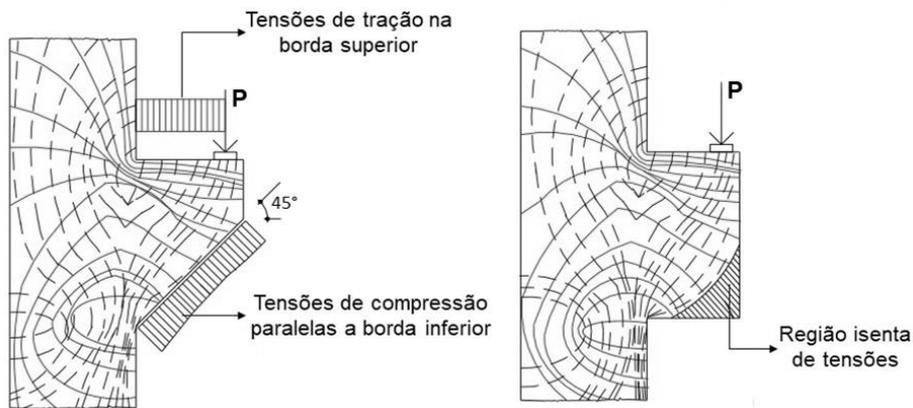
A teoria da flexão aplicada em vigas não leva em consideração as tensões cisalhantes, dessa forma o cálculo feito para os consolos deve distinguir, pois esses

esforços são os principais efeitos atuantes nesses elementos. Mesmo se considerado um material homogêneo e perfeitamente linear elástico, as seções não permanecem planas após o carregamento (FERNANDES e EL DEBS, 2005).

Ainda de acordo com Silva e Giongo (2000), os consolos podem ser retangulares ou chanfrados, sendo que o segundo não interfere na capacidade resistente do mesmo, uma vez que a parte inferior do elemento retangular quase não é solicitada, vale ressaltar que a forma chanfrada deve ser projetada com uma altura da face externa (h), o que é suficiente para impedir o esmagamento da biela comprimida, a Figura 2.1 ilustra as tensões que agem sobre a peça. Usualmente os consolos são engastados nos pilares, e na maioria das vezes recebem cargas elevadas.

Figura 2.1 – Fluxo de tensões sobre um consolo curto: a) tensões de compressão; b) tensões de tração; c) conjunto de tensões.





c)

Fonte: Franz & Niedenhoff (adaptado)

Quanto à ligação dos consolos nos pilares existem basicamente duas formas: as ligações monolíticas (que ocorre quando as peças já são fabricadas juntas); ou através de aparelhos de apoio (onde as peças são confeccionadas separadamente e depois encaixadas). A armadura de tração é conhecida como tirante e seu sistema de ancoragem deve ser respeitado de forma que absorva da melhor maneira possível os devidos esforços, sendo que essa ancoragem pode ser feita por laço ou através de solda, e complementada com uma armadura construtiva.

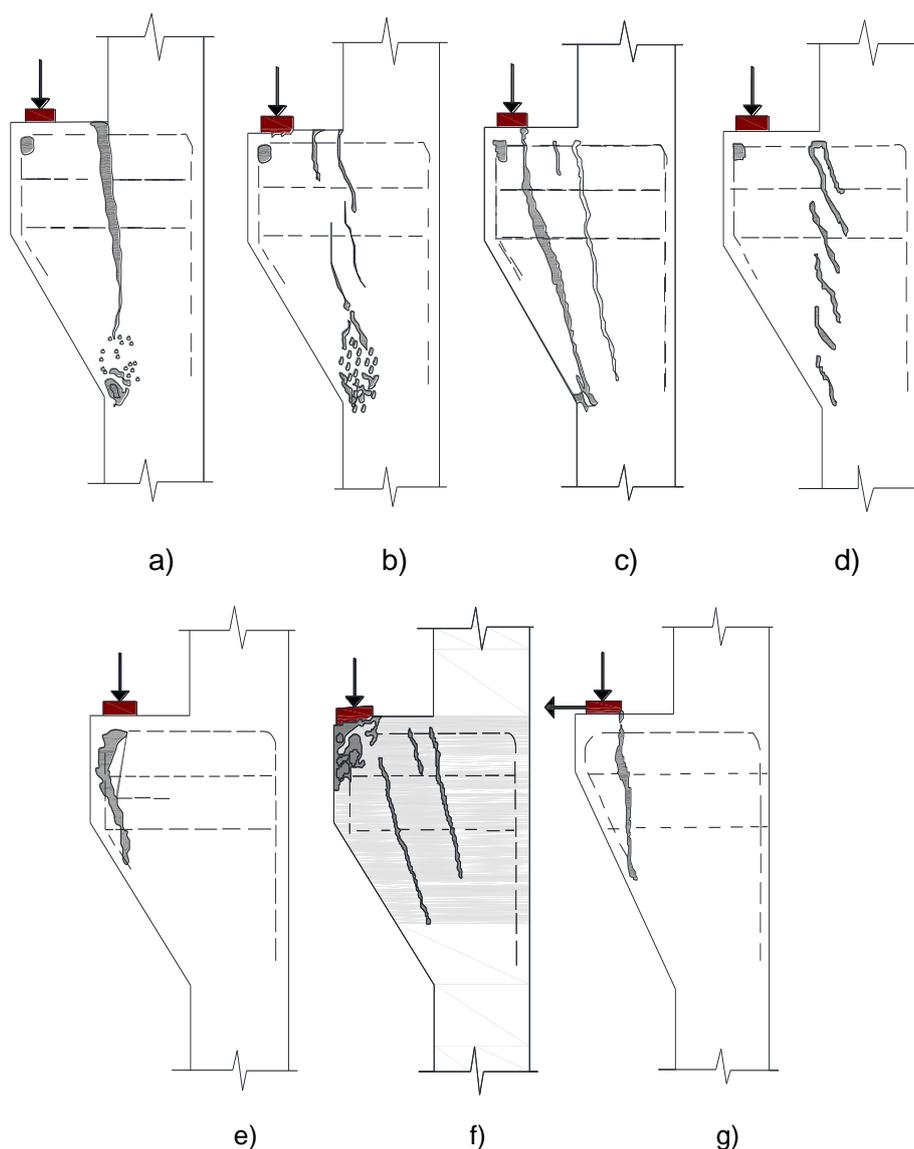
Para Kriz e Rath (1965), as armaduras horizontais (um tipo de estribo que costura os consolos nos pilares), também aumentam a capacidade resistente dos consolos, quando esses estão sob cargas verticais, e através de ensaios foi comprovado que quando os elementos estão sujeitos às forças horizontais, essas armaduras não apresentam contribuição. Dessa forma, é válido destacar que os estribos possuem a finalidade de dificultar a propagação das fissuras na interface consolo/pilar e aumentar a ductilidade da peça.

2.1.2. Modo de Ruptura

Neste trabalho foram também analisados e comparados os modos de ruptura e comportamento mecânico dos consolos de concreto, todos observados em ensaios experimentais. Para tanto, Machado (1999) destaca os tipos de rupturas ilustradas na Figura 2.2:

- a) Tração na Flexão: surge uma fissura principal de flexão, na seção de engastamento, e sua abertura aumenta progressivamente após o escoamento da armadura de tração até a ruptura por compressão do concreto. Este tipo de ruptura é observado em consolos com baixas taxas de armadura principal. A peça sofre uma rotação em torno de algum eixo dentro de um pilar junto ao engastamento inferior da mesma;
- b) Compressão na flexão: surgem algumas fissuras de flexão, porém o concreto esmaga antes do escoamento do tirante e aumento das aberturas das fissuras. Este modo de ruptura é observado em consolos com altas taxas de armadura principal, assim como apresenta rotações pequenas.
- c) Fendilhamento diagonal: inicia-se com fissuras de flexão, após ocorre o fendilhamento inclinado da biela. A fissura principal que define este modo de ruptura ocorre desde a placa de aplicação da carga até a junção do canto inferior do consolo com a face do pilar. Este modo é observado em consolos com altas taxas de armadura de costura.
- d) Cisalhamento: este tipo de ruptura é caracterizado pelo surgimento de pequenas trincas ao longo da interface consolo/pilar. A ruptura final ocorre ao longo desta região e é característico de peças com pequenas relações a/d , em geral de consolos muito curtos.
- e) Fendilhamento na ancoragem: devido a ancoragem deficiente da armadura principal na extremidade do consolo, na região sob a placa de apoio. Por exemplo, tem-se o caso de barras dobradas na vertical com grande curvatura e com a carga aplicada após a curva.
- f) Esmagamento na placa de apoio: para tensões de contato elevadas.
- g) Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio: ocorre em consolos com seção variável, principalmente nos com carregamento horizontal.

Figura 2.2 – Tipos de Ruptura de consolos de concreto armado



Fonte: Machado,1999 (adaptado)

Estes tipos de ruptura devem ser levados em conta no dimensionamento dos consolos de concreto armado, e os tipos de consolo (curto, muito curto ou longo) são definidos de acordo com a sua geometria, mais especificamente pela relação entre a distância de aplicação do centro da carga até a face do pilar e a altura útil do mesmo (a/d).

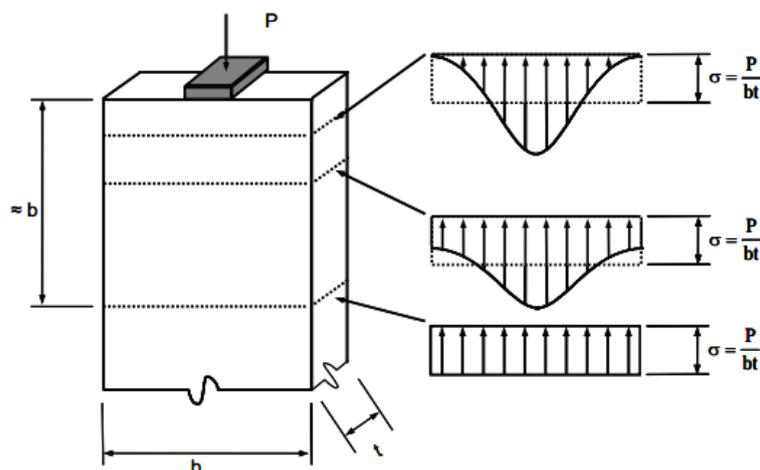
2.2. Regiões B e D

De acordo com Clímaco (2016), a maneira mais comum de dimensionar estruturas de concreto é por meio da teoria simplificada chamada de hipótese de Bernoulli, onde é determinado que as seções transversais das peças permaneçam planas quando a carga cresce de zero até a ruptura. Essa ideia é muito válida e facilita bastante o dimensionamento para algumas peças.

Porém, a hipótese apresenta uma lacuna, pois ao desprezar as deformações por distorção provocadas pela força cortante, não se estende à todas as regiões de um elemento estrutural. Assim sendo, ao utilizar o MBT, a primeira medida a ser tomada é a definição das regiões *B* – onde se aplicam as hipóteses de Bernoulli (*Beam*), e as regiões *D* – onde ocorrem descontinuidades na distribuição das tensões (*Discontinuity* ou *Disturbance*), sejam elas por questões estáticas ou geométricas, ou seja, a deformação no elemento estrutural é não-linear.

Dessa forma, é possível definir uma nova região constituída através do princípio de *Saint Venant*, também chamada de região de mesmo nome ou Região *D*, onde o dimensionamento é mais específico para o local. Tem-se pelo princípio que quanto mais distante da região de aplicação de carga, mais uniforme tenderá a ser o fluxo de tensões, como ilustrado na Figura 2.3. Algumas estruturas específicas podem apresentar componentes que formam uma só região *D* em sua geometria, embora o mais comum é encontrar os dois tipos de zonas em um elemento estrutural.

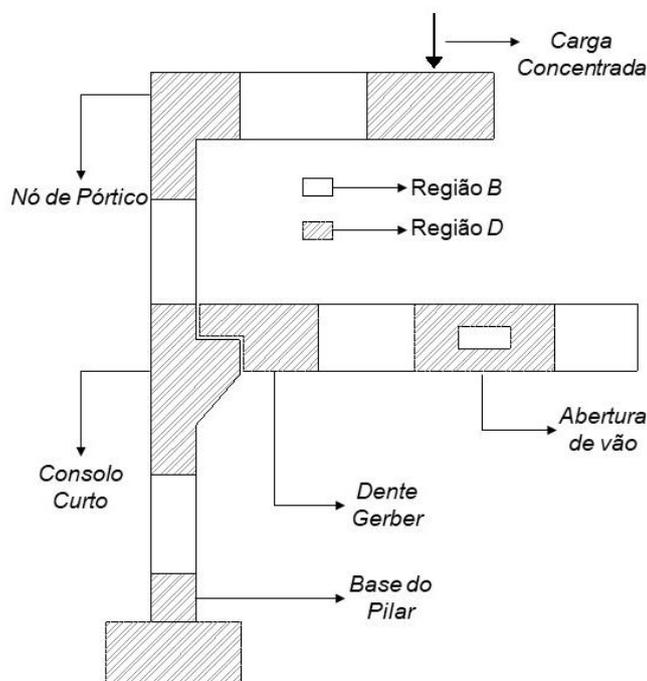
Figura 2.3 – Princípio de Saint-Venant



Fonte: Brown et al. (2006)

As mudanças bruscas de natureza estática (aplicação de uma carga concentrada) ou mudanças de natureza geométrica (abertura de vão), são fatores que ocasionam a formação da região D. Além desses, em áreas de contato com dimensões reduzidas, onde ocorram ligações ou transferência de esforços entre elementos, que é o caso de algumas estruturas pré-moldadas, como os consolos. A Figura 2.4 ilustra alguns casos onde é possível notar situações de regiões B e D.

Figura 2.4 – Divisão da estrutura em Regiões B e D no Modelo de Bielas e Tirantes.



2.2.1. Método de Bielas e Tirantes

Em algumas estruturas, a metodologia de cálculo por meio das hipóteses de Bernoulli não são válidas, para tanto foi desenvolvido um novo método, que por sua vez ficou conhecido como Métodos de Bielas e Tirantes – MBT (*Strut-and-Tie Method – STM*). Tendo sua origem nos primeiros anos do século XX, quando Ritter (1899) e Mörsch (1909) tiveram a idealização da treliça clássica que recebeu o nome em homenagem ao segundo, sendo está aplicada ao projeto de vigas de concreto armado à flexão simples.

De acordo com Fernandes e El Debs (2005), o modelo é constituído para imaginar como se comporta o concreto, nos trechos de descontinuidade, através das bielas – regiões comprimidas, e tirantes – regiões tracionadas, seguindo as posições escolhidas de acordo com o fluxo de tensões na região. Os elementos comprimidos e tracionados concentram, portanto, todos os esforços, e são ligados entre si por nós. Em se tratando de consolos curtos esse é o modelo empregado para cálculo, e para que a peça apresente um comportamento dúctil, é indispensável que os tirantes cheguem à ruína antes das bielas, ou das regiões nodais.

Para Silva (2000), foram os pesquisadores Schlaich e Schafe, em 1987, que propuseram uma generalização dos modelos de treliça tornando sua aplicação bastante geral e estendendo seu uso a diversos tipos de elementos estruturais. O MBT tem sido objeto de conceituadas pesquisas internacionais, como as de Muttoni *et al.* (2015), Laughery e Pujol (2015) e Tuchscherer *et al.* (2016).

2.2.2. Componentes do MBT

Como visto, de uma forma geral, a resistência da peça dimensionada deve ser maior do que a máxima tensão gerada no mesmo elemento, a qual é resultante de todas as combinações geradas nas estruturas. Especificamente é possível localizar expressões de cálculo, com um maior detalhamento dos elementos para as bielas, tirantes, e nós, individualmente como ocorrem nas recomendações da norma americana ACI 318 (2014).

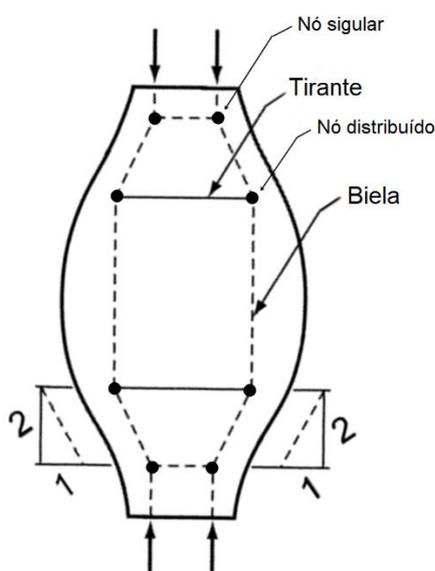
2.2.2.1. Nós

Um nó pode ser definido dentro do modelo de bielas e tirantes, como sendo um volume de concreto que envolve as interações das bielas comprimidas, que são combinadas com as forças de ancoragem e/ou forças de compressão externa. Os nós são uma idealização simplificada da realidade, e no MBT aparecem onde há uma mudança repentina na direção das forças (SILVA e GIONGO, 2000).

Schäfer e Schlaich (1988) afirma que existem duas classificações para os nós, teoria essa reforçado por Campos Filho (1996). Na primeira, eles são

classificados como nós singulares ou concentrados, como o próprio nome sugere são nesses que as forças oriundas dos tirantes e das bielas se concentram e equilibram sem que haja deformações para gerar fissuras. A segunda classificação é atribuída como sendo nós distribuídos ou contínuos, e ocorre quando os componentes de tensões sobre o concreto envolvem muitas barras de armaduras distribuídas, o que atribui ancoragens suficientes a estas, fazendo com que não sejam considerados nós críticos. A Figura 2.5 mostra essas duas classificações de nós.

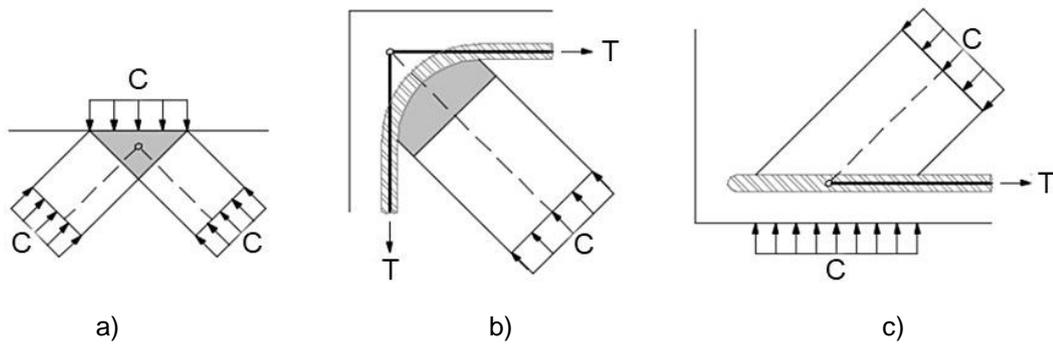
Figura 2.5 – Tipos de nós em uma região D.



Fonte: Campos Filho, 1996 (adaptado).

As recomendações normativas por sua vez, classificam os nós de acordo com o número de bielas e tirantes que passam por eles, indicando por “C” esforços de compressão, e por “T” os esforços de tração. Dessa forma, CCC é quando só confluem bielas nos mesmos nós, CCT quando há presença de pelo menos um tirante e CTT quando só há somente uma biela, dessa forma nos nós CCC o concreto apresenta maior eficiência e menos nos CTT, conforme visto na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Tipos de nós



Fonte: Bayrak et al, 2012. (adaptado)

2.2.2.2. Tirantes

Esse componente é uma representação discreta da região de atuação dos esforços de tração, onde as resultantes internas atuantes são absorvidas por armaduras que irão suportar esses esforços. A maior preocupação com os tirantes está voltada para a sua forma de ancoragem, uma vez que estes são elementos que auxiliam o concreto contra as tensões transversais de tração.

Segundo Campos Filho (1996), quando se usa a o fluxo de forças para a definição dos modelos de bielas e tirantes, é provável a ocorrência de situação onde o equilíbrio só é satisfatório quando a resistência do concreto aos esforços de tração é considerada, por exemplo, em ancoragens, nós de pórticos, bielas não ancorada, entre outros. Dessa forma, o concreto trabalhará em conjunto com o aço, conseqüentemente aumentando a rigidez axial do tirante, assim como a região como um todo.

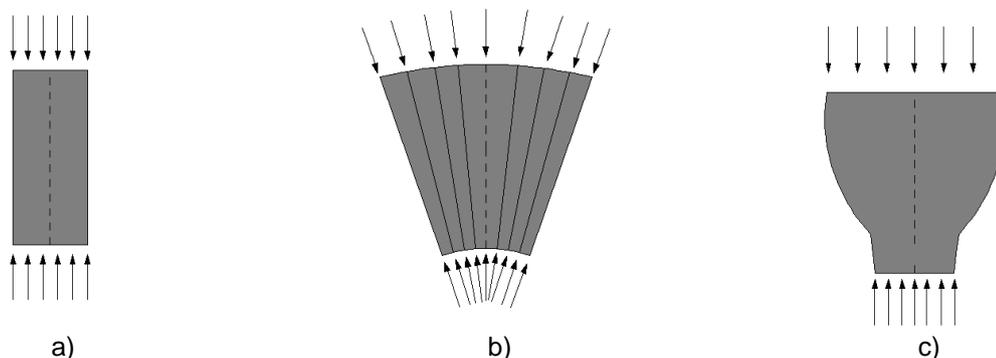
2.2.2.3. Bielas

Os campos de compressão no modelo são representados pelas bielas, e são demarcadas por uma diagonal de concreto envolta por duas fissuras seguidas. Para Schlaich *et al.* (1987), há três configurações típicas para bielas de concreto, de acordo como as tensões se distribuem dentro da estrutura. A primeira distribui as tensões em campos uniformes e o concreto alcança seu rendimento máximo,

havendo apenas o estado de compressão, é chamada de biela prismática (*prismatic*), nessa a peça está total isenta de tensões transversais de tração.

Os outros dois tipos apresentam menor eficiência do concreto devido apresentarem tensões de compressão em diferentes planos, são elas: a segunda idealiza um campo de tensões com curvatura desprezível, essa por sua vez é conhecida como biela em leque (*fan-shaped*); e pôr fim a terceira delas, conhecida como biela tipo garrafa (*bottle-shaped*), onde se desenvolve tensões transversais e a distribuição de tensões ocorre em linhas curvilíneas formando um afunilamento da seção nas extremidades. A Figura 2.7 mostra o formato das bielas e a distribuição de tensões ao longo das mesmas.

Figura 2.7 – Configurações típicas de bielas: a) Prismática; b) Leque; c) Garrafa



Fonte: Schlaich et al., 1987 (adaptado)

Um parâmetro usual de projeto, fundamentado nas ideias do MBT, é o fator de eficiência da biela (β_s), aplicado a normas de dimensionamento para indicar a resistência efetiva de bielas, representando um valor que avalia o quanto um elemento estrutural pode resistir em relação à resistência do concreto. Atualmente, observa-se uma grande dispersão nos resultados de resistência ao serem comparados os valores adotados por normas de dimensionamento e aqueles oriundos de ensaios experimentais de outros autores.

2.3. Recomendações Normativas

Algumas recomendações normativas abordam o Método de Bielas e Tirantes como indicação de modelo de cálculo, principalmente quando se trata da estimativa

de resistências de bielas, onde se utiliza a resistência à tração do concreto como uma função da resistência à compressão, sendo então necessário conhecer como versam as normas sobre essas especificações.

Para tanto, as recomendações normativas são apresentadas por quatro diferentes normas: duas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR 9062 (2016) e a ABNT NBR 6118 (2014) (*Brazilian Association of Technical Standards*); a norma do Instituto Americano de Concreto - ACI 318 (2014) (*American Concrete Institute*); e pôr fim a norma do Comitê Europeu de Normatização - EUROCODE 2 (*European Committee for Standardization, 2004*).

2.3.1. ABNT NBR 9062 (2016) / ABNT NBR 6118 (2014)

Além das duas normas citadas, foram realizadas considerações também de Leonhardt e Mönning (1978), Araújo (2014) e El Debs (2017). Essas literaturas fazem menção ao modelo de atrito por cisalhamento para consolos muito curtos, enquanto que o modelo de bielas e tirantes é recomendado para consolos curtos, assim como para consolos longos. Tanto a norma brasileira que trata do projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – ABNT NBR 9062 (2016), quanto a norma que se refere a projetos de estruturas de concreto armado — procedimento – ABNT NBR 6118 (2014), estabelecem definições para cada tipo de consolo de acordo com a relação a/d , e conseqüentemente o método a ser utilizado:

- Muito curto, quando $a/d < 0,5$, o dimensionamento deve ser feito pela Teoria de Atrito-Cisalhamento;
- Curto, quando $0,5 \leq a/d \leq 1,0$, o dimensionamento deve ser feito pelo Método de Bielas e Tirantes;
- Longo, quando $1,0 < a/d < 2,0$, o dimensionamento deve ser feito como uma viga em balanço.

2.3.1.1. Segurança

A esse tipo de estrutura é previsto, um coeficiente adicional de segurança, além dos coeficientes de majoração de carga. Esses por sua vez são indicados de

acordo com a fabricação do elemento estrutural, sendo para os elementos pré-fabricados os valores $\gamma_n = 1,0$ indicados para quando a carga permanente predominante e $\gamma_n = 1,1$ em caso contrário. Já para as peças pré-moldadas segue a mesma regra, porém os coeficientes são respectivamente $\gamma_n = 1,1$ e $\gamma_n = 1,2$ (ABNT NBR 9062, 2016).

2.3.1.2. Armadura do Tirante e Armadura de Costura

A norma ABNT NBR 9062 (2016), indica a Equação 2.1, para o cálculo da armadura principal de consolos curtos, que é obtida com base na treliça da Figura 2.8a. Ela pode ser obtida ainda pelo modelo de treliça proposto por Leonhardt e Mönning – Figura 2.8b, de maneira aproximada por meio da somatória dos momentos no ponto A, chegando então na Equação 2.2.

$$A_{s,t} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{V_d}{f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.1)$$

$$A_{s,t} = \left(\frac{a}{d}\right) \cdot \frac{V_d}{0,9 \cdot f_{yd}} + 1,2 \cdot \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.2)$$

Onde:

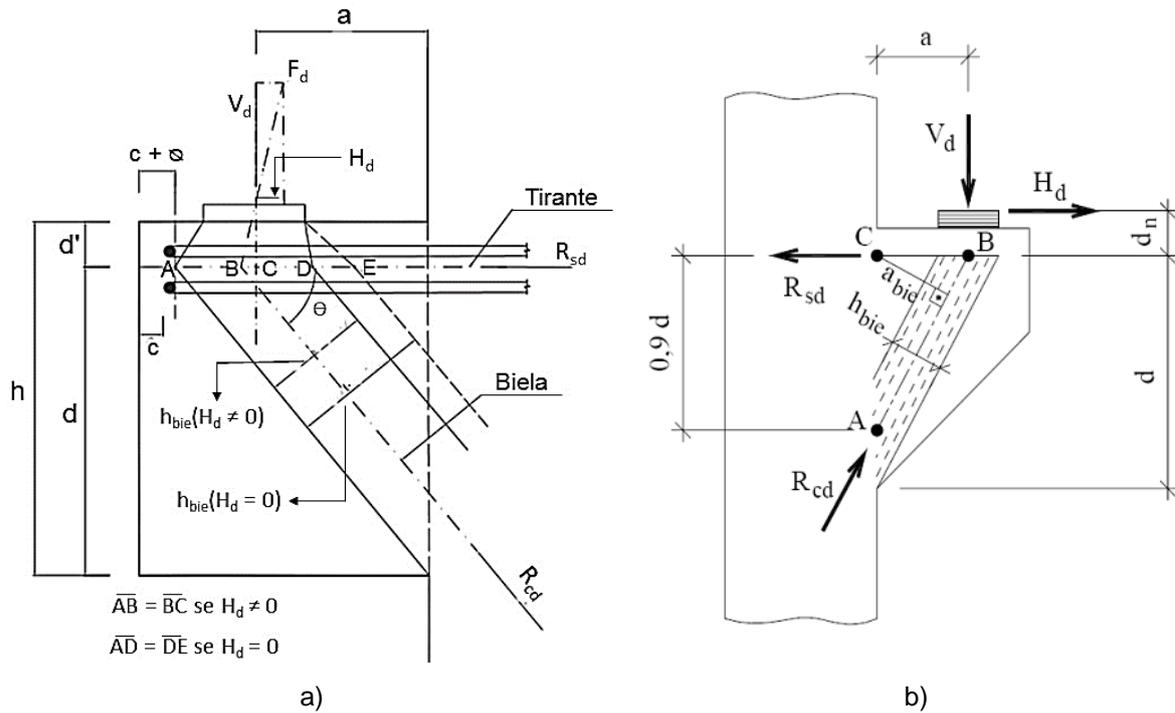
$A_{s,t}$ é a área de aço do tirante;

V_d é a carga vertical de projeto;

H_d é a carga horizontal de projeto;

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço de cálculo.

Figura 2.8 – a) MBT para consolos curtos; b) MBT para consolos muito curtos.



Fonte: a) ABNT NBR 6118, 2014 (adaptado); b) Leonhardt e Mönning, 1978 (adaptado por El Debs, 2000).

A Norma ainda sugere que a armadura de costura seja equivalente a 40% da armadura do tirante para o caso de consolos curtos, e 50% para os consolos muito curtos, chegando por tanto a Equação (2.3). Além disso, as recomendações normativas sugerem que essas armaduras, sejam distribuídas a 2/3 da altura útil do consolo, conforme a Figura 2.9.

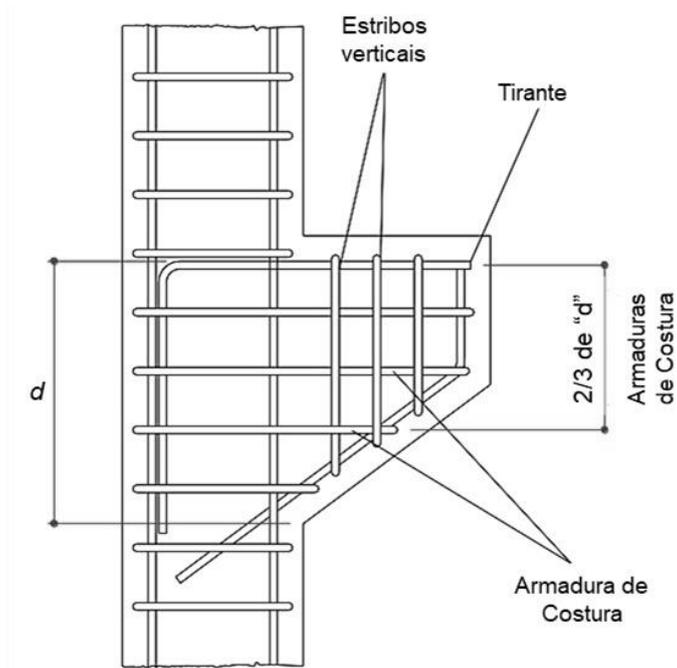
$$A_{s,h} = 0,4 \cdot A_{s,t} \quad (2.3)$$

Onde:

$A_{s,h}$ é a área de aço dos estribos horizontais;

$A_{s,t}$ é a área de aço do tirante.

Figura 2.9 – Posicionamento da Armadura de Costura.



2.3.1.1. Armadura Transversal

Para consolos curtos e muito curtos, a ABNT NBR 9062 (2016), indica uma taxa mínima de 0,15% em relação a seção de engastamento entre o pilar e o consolo. El Debs (2017), também recomenda o uso mínimo de 20% em relação a armadura principal. Idealizando as Equações 2.4 e 2.5, respectivamente.

$$A_{s,v} = 0,2 \cdot A_{s,t} \quad (2.4)$$

$$A_{s,v} = 0,15\% \cdot b \cdot h \quad (2.5)$$

Onde:

$A_{s,v}$ é a área da armadura transversal;

$A_{s,t}$ é a área de aço do tirante;

b é a largura do consolo;

h é a altura do pilar.

2.3.1.2. Ângulo entre o Banzo e a Biela

A norma ABNT NBR 6118 (2014) estabeleceu um limite para a tangente do ângulo entre a biela e o tirante. Dessa forma, a variação do ângulo ocorre no intervalo de 29,68° a 63,43°, e o limite estabelecido é $0,57 \leq \Theta \leq 2,0$. A Equação 2.6 para a tangente desse ângulo, foi deduzida a partir da Figura 2.9b.

$$tg\theta = 0,9 \cdot \frac{a}{d} \quad (2.6)$$

2.3.1.3. Comprimento da Biela

De acordo com Leonhardt e Mönning (1978), para se determinar a carga da biela (R_c) é necessário calcular o comprimento da mesma, como mostrado na Figura 2.7b, localizado entre o ponto C e o centro da Biela. Essa medida pode ser encontrada através da Equação 2.7.

$$a_{bie} = \frac{0,9 \cdot a}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \quad (2.7)$$

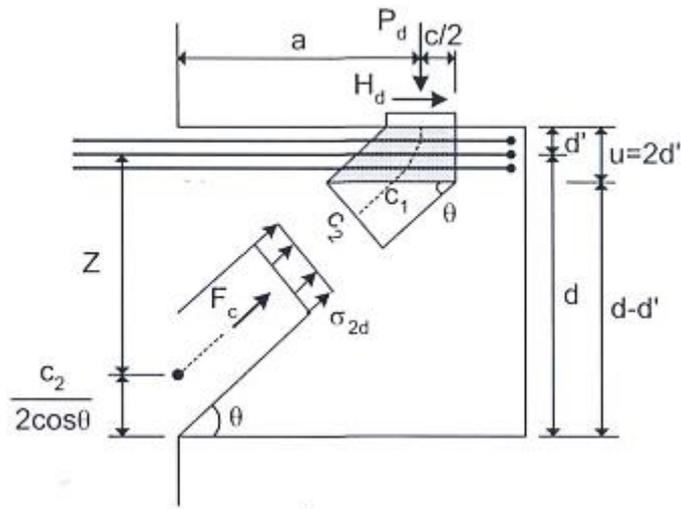
Onde:

a_{bie} é a menor distância entre a biela e o ponto C;

a é a distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação de carga.

Outra definição feita pelos autores foi à espessura da biela, sendo 20% da altura útil do consolo. No entanto, foi desconsiderado o comprimento do suporte e o ângulo, Araújo (2014), teve que estimar esse valor que baseado na Figura 2.10 pode ser calculado pela Equação 2.8.

Figura 2.10 – Modelo de Biela proposto por Araújo.



Fonte: Araújo, 2014.

$$C_2 = (c + u \cdot \cotg\theta) \text{sen} \cdot \theta \quad (2.8)$$

Onde:

C_2 é a espessura da biela;

c é o cobrimento;

u é 2 vezes d' .

2.3.1.4. Determinação da Carga na Biela.

Como visto, um importante passo no modelo de bielas e tirantes é a verificação das tensões nas regiões da treliça do modelo. Para tanto, a carga de compressão na biela inclinada é calculada por meio da somatória dos momentos em relação ao ponto A, como mostrado na Figura 2.9b, chegando à Equação (2.9).

$$R_c = \frac{V_d \cdot a + H_d \cdot d_h}{a_{bie}} \quad (2.9)$$

Onde:

R_c é a carga da biela;

a é a distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação de carga;

V_d é a carga vertical de projeto;

a_{bie} é a menor distância entre a biela e o ponto C;

H_d é a carga horizontal de projeto.

2.3.1.5. Tensão no Nó e na Biela

Calculada pela Equação 2.10, a tensão nó em que há o contato entre o elemento apoiado e o consolo, é a razão da carga vertical aplicada pela área do suporte entre os elementos. A ABNT NBR 6118 (2014), indica ainda a verificação das tensões nodais para esse modelo estabelecendo os limites de tensões especificados nas equações 2.11, 2.12 e 2.13.

$$\sigma_{nó} = \frac{V_d}{A_{ap}} \quad (2.10)$$

Onde:

$\sigma_{nó}$ é a tensão no nó logo abaixo do suporte;

V_d é a carga vertical de projeto;

A_{ap} é a área do elemento do suporte.

$$f_{cd1} = 0,85\alpha_{v2}f_{cd} \text{ (Bielas prismáticas ou nós CCC)} \quad (2.11)$$

$$f_{cd2} = 0,60\alpha_{v2}f_{cd} \text{ (Bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT)} \quad (2.12)$$

$$f_{cd3} = 0,72\alpha_{v2}f_{cd} \text{ (Bielas atravessadas por um único tirante, ou nós CCT)} \quad (2.13)$$

Em que α_{v2} , tem seu valor dado pela Equação (2.14):

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.14)$$

Onde:

f_{cd1} é a resistência do concreto à compressão de cálculo para os nós CCC;

f_{cd2} é a resistência do concreto à compressão de cálculo para os nós CTT;

f_{cd3} é a resistência do concreto à compressão de cálculo para os nós CCT;

a_{v2} é a distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação de carga vertical;
 f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão.

A tensão na biela é calculada por Araújo (2014) como a razão de sua carga pela sua área transversal, conforme a Equação 2.15. A ABNT NBR 9062 (2016) indica um valor máximo para essa tensão, sendo este igual a resistência de cálculo a compressão do concreto de carga direta e equivalente a 85% dessa para ação de carga indireta.

$$\sigma_{bie} = \frac{R_c}{c_2 \cdot b} \quad (2.15)$$

Onde:

σ_{bie} é a menor distância entre a biela e o ponto C;

R_c é a carga de compressão na biela;

c_2 é a espessura da biela;

b é a largura do consolo.

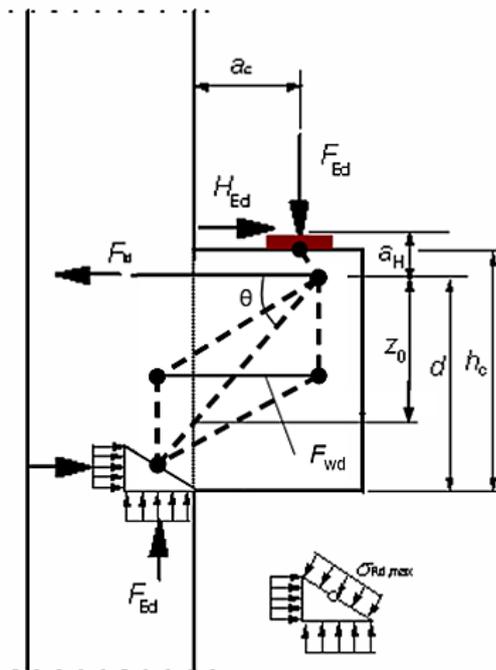
A norma ainda faz algumas recomendações ao comportamento estrutural dos consolos, sendo obedecidas, tem-se um melhor desempenho do elemento estrutural.

- a) Ancoragem adequada do tirante, abraçando a biela logo abaixo do aparelho de apoio;
- b) A taxa de armadura do tirante a ser considerada no cálculo deve ser limitada superiormente, de modo a garantir o escoamento antes da ruptura do concreto.
- c) Verificação da resistência à compressão da biela ou do cisalhamento equivalente na face do pilar, de modo que a ruptura frágil pela biela esteja afastada.
- d) A consideração de forças horizontais deve ser feita para o dimensionamento, assim como seu efeito desfavorável equivalente na inclinação da resultante F_d .
- e) Quando existirem forças horizontais, transversais ou excentricidade da carga vertical na largura do consolo, considera-se “torção” no consolo.

2.3.2. EUROCODE 2 (2010)

Para a norma europeia, o MBT, é utilizado apenas quando o comprimento (z_0) é maior do que a distância horizontal entre a face do pilar e o centro de aplicação da força (a_c), sendo representado pela Figura 2.11, onde a inclinação da Biela (θ) é limitada entre 45° e $68,2^\circ$.

Figura 2.11 – Modelo de treliça proposto pelo Eurocode 2.



Fonte: EUROCODE, 2010.

2.3.2.1. Tensão no Nó e na Biela

Assim como descrito pela NBR 9062 (2016), o Eurocode 2 (2010) também indica valores máximos de tensão para nós de acordo com a relação – CCC, CCT, CTT e TTT, estabelecidas neste trabalho.

Para nós CCC:

$$\sigma_{rd1,max} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (2.16)$$

Para nós CCT:

$$\sigma_{rd2,max} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (2.17)$$

Para nós CTT ou TTT:

$$\sigma_{rd3,max} = k_3 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (2.18)$$

Onde os valores para k_1, k_2, k_3 são 1,0; 0,85; e 0,75, respectivamente.

Onde:

$\sigma_{rd3,max}$ é a tensão limite máxima;

k é a um coeficiente;

f_{cd} é a resistência do concreto a compressão de cálculo;

v' é o fator de redução de força para concreto fissurado em cisalhamento.

2.3.2.2. Armadura do Tirante e de Costura

Aqui a armadura do tirante é calculada pela razão entre a carga atuante e a resistência do aço, de acordo com a Equação 2.19.

$$A_{s,t} = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (2.19)$$

Já no que diz respeito à armadura de costura, a norma indica um valor mínimo para os estribos horizontais de acordo com a Equação 2.20, onde o valor de k_1 , recomendado pela norma é 0,25, porém esse pode variar dependendo do país.

$$A_{s,lnk} \geq k_1 \cdot A_{s,t} \quad (2.20)$$

Onde:

F_t é a carga presente no tirante;

$A_{s,t}$ é a área de aço do tirante;

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço de cálculo;

$A_{s,lnk}$ é a área de aço da armadura transversal;

k_1 é um coeficiente.

2.3.3. ACI 318 (2014)

O Manual da *American Concrete Institute* (ACI) de 2014 permite o uso de bielas e tirantes apenas quando a distância da aplicação da carga é menor que o dobro da altura útil. Em outras palavras, os consolos que apresentam relação a/d menor que dois podem ser dimensionados utilizando o MBT. Wight e Macgregor (2009) designaram o dimensionamento que será discutido nessa seção como sendo *Traditional ACI Code Method*, que segundo eles é baseado tanto na teoria de bielas e tirantes como em atrito cisalhamento. Embora o resultado do MBT, só possa ser aplicado caso as condições a seguir sejam satisfeitas, sendo elas baseadas na Figura 2.12.

$$a_v/d \leq 1$$

$$N_{uc} \leq V_u$$

Onde:

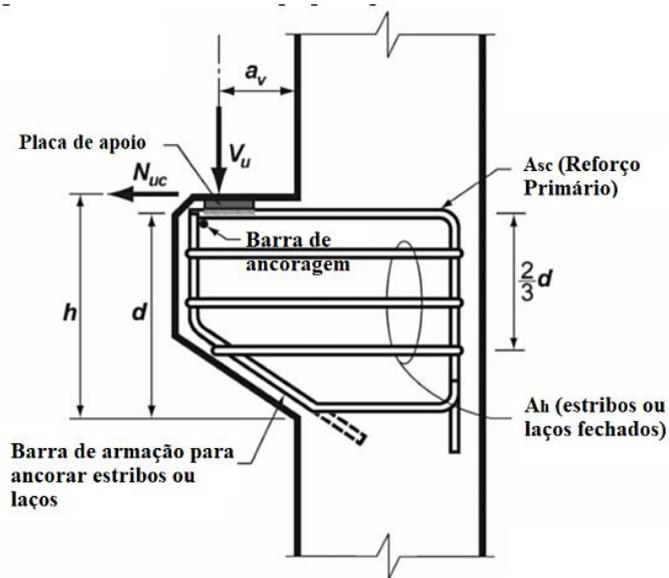
a_v é a distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação de carga;

d é a altura útil;

V_u é a carga vertical de projeto;

N_{uc} é a carga horizontal de projeto.

Figura 2.12 – Modelo de consolo proposto pela *American Concrete Institute*.



Fonte: ACI-318, 2014 (adaptado)

De acordo com o manual, existem duas justificativas para essas verificações. A primeira delas indica valores maiores para a primeira condição, o que gera uma menor inclinação na biela e o que torna inviável o uso de apenas estribos horizontais. A segunda ideia se refere à aplicabilidade desse método nessas duas condições, visto que os testes experimentais validaram a origem para esses limites específicos.

2.3.3.1. Armadura do Tirante e Estribos Horizontais

No dimensionamento dos consolos devem ser calculados três tipos de armaduras de acordo com ACI: a A_{vf} , que é relacionada à resistência ao esforço vertical, o qual causa o cisalhamento no contato consolo/pilar, esta área é encontrado pela Equação 2.21; a segunda, A_f , que por sua vez é designada para o momento originado pelas cargas aplicadas, de acordo com a Equação 2.22, em que j é estimado como 0,90 – segundo Wight e McGregor (2009); e por fim a terceira das áreas, A_n , é determinada para resistir a carga horizontal, seu valor é dado pela Equação 2.23.

$$A_{vf} = \frac{V_n}{(f_y \cdot \mu)} \quad (2.21)$$

$$\emptyset \cdot f_y \cdot A_f \cdot j \cdot d = V_u \cdot a_v + N_{uc} \cdot (h - d) \quad (2.22)$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{(f_y \cdot \emptyset)} \quad (2.23)$$

Onde:

A_{vf} é a área de reforço de fricção por cisalhamento;

V_n é a resistência ao cisalhamento nominal;

f_y é a força de rendimento especificada de reforço;

μ é o coeficiente de atrito;

\emptyset é o fator de redução de força;

A_f é a área de reforço em suporte ou consolo resistindo ao momento consignado;

j é a condição de balanço;

A_n é a área de reforço em suporte ou consolo resistência à força de tração N_{uc} .

As armaduras estabelecidas pelo *Traditional ACI Code Method* são as do tirante (A_{sc}) e as dos estribos horizontais (A_h), que devem ser calculadas de acordo com as fórmulas abaixo relacionadas.

- Tirante:

$$i \quad A_{sc} \geq A_f + A_n \quad (2.24)$$

$$ii \quad A_{sc} \geq \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \quad (2.25)$$

- Estribos Horizontais:

$$iii \quad A_h \geq A_{vf}/3 \quad (2.26)$$

$$iv \quad A_h \geq A_f/2 \quad (2.27)$$

A norma também estabelece valores mínimos para essas armaduras, como estabelecidos abaixo:

$$i \quad A_{sc} \geq 0,04 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \cdot (b \cdot d) \quad (2.28)$$

$$ii \quad A_h \geq 0,5 (A_{sc} - A_n) \quad (2.29)$$

Onde:

A_{vf} é a área de reforço de fricção por cisalhamento;

A_{sc} área de reforço de tensão primária em um consolo ou suporte;

f_y é a força de rendimento especificada de reforço;

A_n é a área de reforço em suporte ou consolo resistência à força de tração N_{uc} .

A_f é a área de reforço em suporte ou consolo resistindo ao momento consignado;

A_h é a área total de armadura de cisalhamento paralela ao reforço de tensão primária em um consolo ou suporte.

2.4. Concreto

2.4.1. Histórico

Desde a época da construção do *Pantheon*, em 27 a.C., a ideia do que hoje é conhecido como concreto era remontada, naquele período o aglomerante era misturado com areia e pedra, atribuindo assim características de grande resistência ao material, e formando um conceito diferente para as estruturas que se tinham para aquele período. Mais tarde, relatos marcantes que se tem conhecimento são a respeito da Basílica de São Pedro, em Roma, que foi construída durante o período renascentista (FIP, 1999).

Somente no fim do século XIX que o concreto armado surgiu, tendo sua consolidação efetiva no século seguinte, e é tido até hoje como um dos mais importantes materiais da engenharia de estruturas. A partir daí estudos foram intensificados com o objetivo de buscar melhoras desse material e ferramentas computacionais foram empregadas tornando os resultados ainda mais precisos (BEBER, 1999).

O trabalho mais sólido que se tem conhecimento em relação ao dimensionamento de peças de concreto armado é de E. Mörsch em 1902, um promissor engenheiro alemão. Na época, professor da Universidade de Stuttgart

(Alemanha), desenvolveu estudos que tornaram possível a realização de ensaios experimentais, que mais tarde originaram normas técnicas sobre a construção em concreto armado. A famosa treliça clássica de Mörsch, já citada, é o modelo utilizado até os dias atuais (PINHEIRO *et al.*, 2007).

Os estudos com este material e o sistema construtivo não pararam, e novas técnicas foram surgindo com o passar dos anos. Uma delas é o reforço do concreto com fibras. Segundo a passagem bíblica de Êxodo 5: 6 - 7, os egípcios já reforçavam tijolos de barro com palha de aço para a construção de suas casas. Sendo assim, é notório que a utilização de fibras remonta aos nossos antepassados.

Além disso, existem provas que há cinco mil anos, postes de argila foram reforçados com fibra de asbesto, designação generalizada utilizada para amianto. Já os babilônios utilizaram alguns tipos de fibras vegetais como reforço do sistema construtivo conhecido como adobes (ARIF, 2014). Tijolos reforçados com palha vegetal e cozido pelo sol, também foram usados na construção de um morro elevado a 57 metros de altura no AQAR QUF, no Iraque, próximo a capital Bagdá. Uma construção de cerca de 3500 anos atrás, Figura 2.13.

Figura 2.13 – Morro AQAR QUF, Iraque.



Fonte: Google Maps, 2018.

Berard em 1874, teve a ideia de adicionar fibras no concreto, porém, somente quase um século depois essa concepção de um novo composto foi desenvolvida, já na década de 60, mesmo período em que outros tipos de fibra surgiram no mercado, por exemplo, fibras de metal, vidro e minerais. Já no Brasil, esse conceito somente foi utilizado a partir dos anos 90 (NAAMAN, 2003).

2.4.2. Compósitos com Fibras

Já é sabido que a utilização de armaduras em peças de concreto armado, principalmente em elementos com seção vazada, demanda certa quantidade de tempo e mão de obra, resultando em gastos financeiros consideráveis. Também se fala sobre a grande quantidade de armaduras transversais que são utilizadas para combater os esforços cisalhantes, que pode chegar a uma densidade significativa, o que implicaria em outros fatores que podem tornar a estrutura mais complexa, como o próprio peso das peças de concreto.

Por essas e outras razões que estudos de compósitos com a adição de fibras, ou ainda o seu uso para substituir parcialmente armaduras transversais vêm sendo realizado. Casanova (1995), fala que uma porcentagem de armaduras transversais pode ser substituída, sobretudo se o cimento utilizado for de alta resistência, pois assim as fibras podem agir de forma mais eficaz.

Segundo Mostafazadeh e Abolmaali (2016), os aumentos de teores volumétricos de fibras sintéticas aumentam a resistência ao cisalhamento e a tenacidade do concreto, assim como também a resistência à flexão e a dureza. Além disso, teores menores de fibra, tem mais influência na resistência a compressão do que maiores. Alhozaimy *et al.* (1996), também constatou que fibras de polipropileno não tiveram efeito considerável na resistência à compressão.

Estudos recentes, como: Hockenberry e Lopez (2012); Alani *et al.* (2013); e Ababneh *et al.* (2017), apontam que alguns parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento do concreto, o que incluem a resistência à compressão, a relação entre o carbono e a profundidade, além dos aspectos e os teores de fibras. Segundo Carvalho (2011), a fibra de carbono é a que melhor tem apresentado características mecânicas para o reforço estrutural.

De acordo com Barros (1995), o concreto ganha um desempenho com relação a sua capacidade de absorção de energia, a sua ductilidade, aumento no controle de fissuração, e aumento característico em resistir às ações dinâmicas, como fadiga. As fibras de aço em geral são recomendadas para uso em situações que requerem grande esforço estrutural, como pisos de alta resistência, industriais, ou ainda túneis e estradas de aeroportos.

2.5. Estudos realizado na área

As propriedades das fibras devem ser bem conhecidas para que estas sejam utilizadas como reforço na matriz de concreto, como o módulo de elasticidade e a resistência, ou ainda as características geométricas (comprimento, formato, área superficial). Além disso, devem ser levadas em consideração também as propriedades do concreto a serem melhoradas, como descritas em 2.4.2. Para Figueiredo (2005) o comprimento da fibra, por exemplo, deve ser igual ou maior duas vezes o tamanho máximo do agregado.

Algumas pesquisas já desenvolvidas na área apontaram que fibras, especialmente as de aço, proporcionam ao concreto o efeito de confinamento nas regiões de bielas de compressão dos consolos, que levam ao alcance de resistências mais elevadas. Esses estudos começaram a ganhar destaque na década de 80, desde então o número de curiosos a respeito desse tema tem aumentado. A seguir são relacionados alguns trabalhos a respeito de consolos com fibras.

2.5.1. FATTUHI (1987)

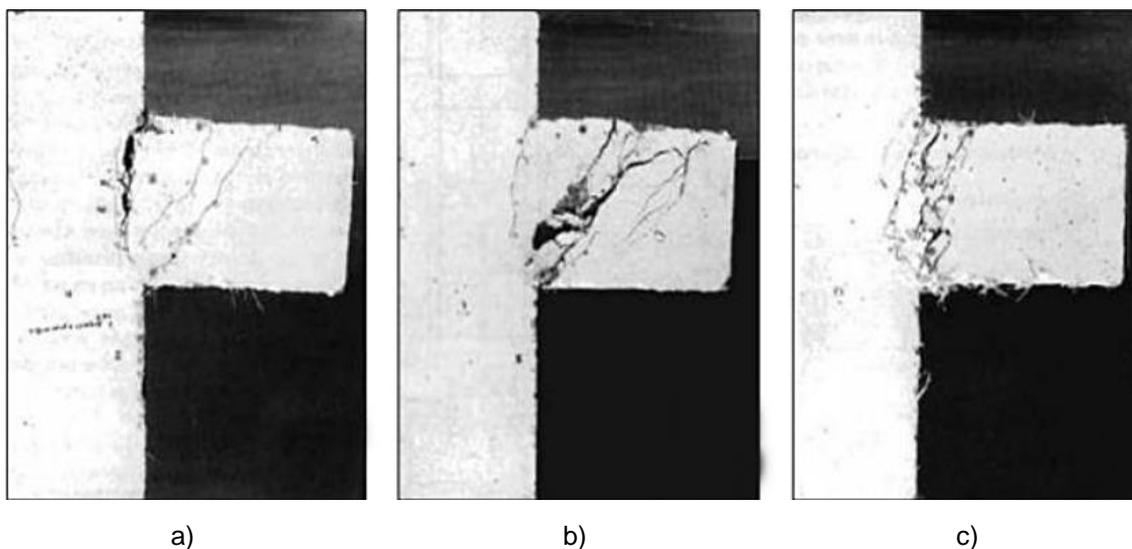
Fattuthi (1987) foi um dos precursores na área, ensaiando uma série de consolos com e sem armadura de costura e variando entre concreto com e sem fibra. Na pesquisa, os consolos com adição de fibra apresentaram cargas resistentes máximas cerca de 40% maiores do que os espécimes sem fibras. Foi observado também que o início de fissuração das peças com fibra ocorreu com um valor de carga 74% maior. Já em comparação a armadura de costura, as fibras tiveram um ganho na ductilidade e nas cargas últimas. De forma geral, os resultados foram considerados satisfatórios. Além de Fattuthi (1987), outros autores desenvolveram significativas pesquisas.

2.5.2. HUGHES E FATTUHI (1989)

Em 1989, Fattuthi juntamente com Hughes testaram 14 espécimes, os quais possuíam ou não fibras adicionadas ao concreto. Nos consolos também foram

incluídos como armaduras secundárias, os estribos horizontais. Os resultados obtidos indicaram que a ausência de estribos e fibra nas peças fez com que as peças rompessem de forma frágil por fendilhamento, enquanto que elementos estruturais em que esses itens se fizeram presentes, foi notada a ductilidade e a resistência esperada. A Figura 2.14 mostra algumas imagens dos modos de ruptura dos espécimes ensaiados.

Figura 2.14 – Ruptura típica de: a) Flexão; b) Fendilhamento da biela do concreto; c) Cisalhamento



Fonte: Hughes e Fattuhi, 1989. (adaptado)

2.5.3. FATTUHI (1990)

No ano de 1990, Fattuhi testou 18 modelos com barras de aço na armadura principal e fibras em substituição à armadura secundária. Neste experimento foram analisados vários consolos ligados em um pilar (Figura 2.15), assim foi possível verificar o carregamento desigual nos mesmos e conseqüentemente no pilar. Foi mais uma vez comprovado, como nos experimentos dos itens anteriores, a influência das fibras quanto ao aumento da ductilidade e resistência, porém observou-se ainda que o carregamento desigual e do pilar não interviu no comportamento das peças ensaiadas.

Figura 2.15 – Modelo testado por Fattuhi.



Fonte: Fattuhi, 1990.

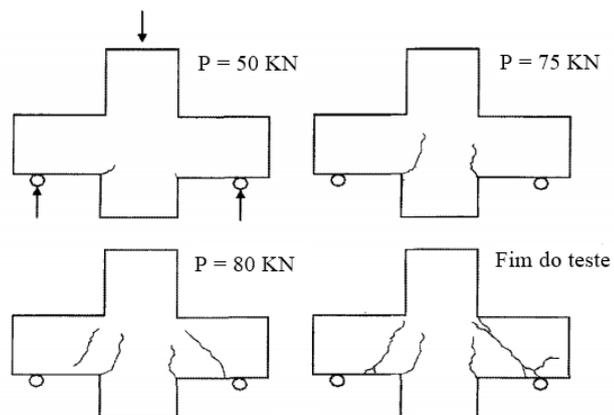
2.5.4. CAMPIONE, LA MEDOLA E PAPIA (2005)

Um trabalho que ganhou também destaque foi dos pesquisadores Campione, La Mendola e Papia (2005), que fizeram algo semelhante a Fattuthi (1987). Eles avaliaram de forma experimental e analítica o comportamento a flexão de consolos com concreto simples, e com concreto por eles chamado de fibroso, além de algumas peças possuírem ou não os estribos horizontais e o tirante. Esses autores observaram que a presença da armadura de costura nos espécimes aumentou a carga do consolo em cerca de 27% com relação aos consolos com apenas armaduras dos tirantes.

Até então já sabemos da relevante contribuição dessa armadura, que é citado por diversos autores. Mas neste experimento foram notados consideráveis ganhos quando a armadura de costura foi substituída por fibras, onde os resultados favoráveis tiveram maior intensidade, a carga máxima alcançada foi, cerca de 22% maior que a anterior. Além desses ganhos, também pode-se notar o aumento no deslocamento, que foi cerca de 140% quando comparados aos consolos com as armaduras citadas. Além disso, houveram menores aberturas de fissuras até atingir a carga máxima, e maior ductilidade após atingir a carga última. A seguir estão

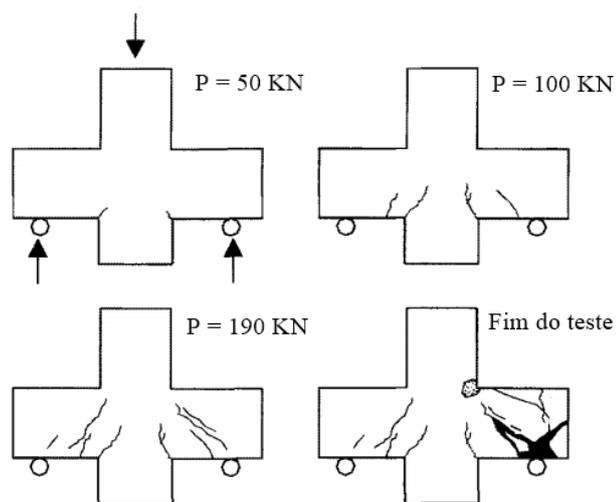
ilustradas nas Figuras 2.16 a 2.18 os consolos com seus respectivos modos de ruptura e as variáveis adotadas.

Figura 2.16 – Consolos com armadura principal.



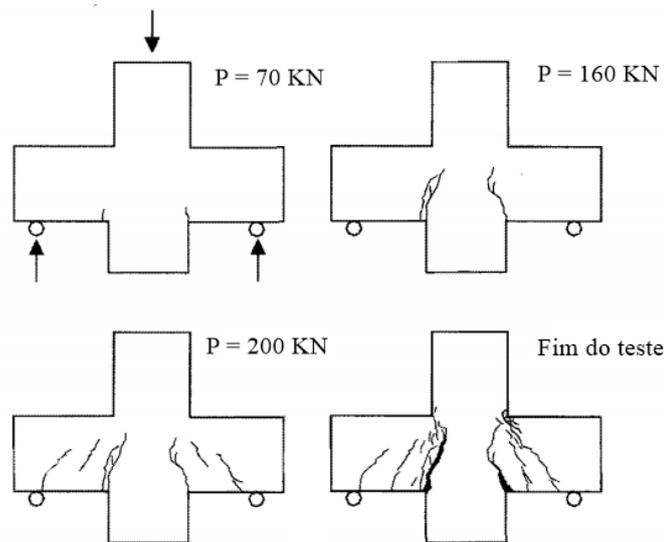
Fonte: Campione, La Mendola e Papia, 2005. (adaptado)

Figura 2.17 – Consolos com armadura principal e transversal.



Fonte: Campione, La Mendola e Papia, 2005. (adaptado)

Figura 2.18 – Consolos com armadura principal e fibra no reforço do concreto.



Fonte: Campione, La Mendola e Papia, 2005. (adaptado)

2.5.5. COSTA (2009)

Outro estudo de grande importância foi o realizado por Costa (2009), onde foram testados consolos com barras de aço na armadura do tirante, uma nova proposta de armadura de costura, e também com adição de fibras ao concreto. Para critérios de comparação foram ensaiadas peças sem armadura de costura e um modelo de referência monolítico com detalhamento convencional de consolo. Primeiramente, foram concretados separadamente os consolos, e durante a concretagem do pilar, estes foram unidos ao mesmo, sendo este um relevante contexto para estudo.

2.5.6. BELLUCIO E EL DEBS (2013)

Esses autores basearam-se no estudo desenvolvido por Costa (2009), e indicaram uma nova forma de moldagem de consolo e pilar. A pesquisa proposta por eles consistiu na moldagem do consolo com fibras adicionadas ao concreto, deixando a armadura do tirante como espera, para em um segundo momento serem conectadas aos pilares. Estes por sua vez, foram concretados separadamente com furos para as ligações com os tirantes, furos esses que foram preenchidos com graute. Além disso, nas interfaces ligadas pilar-consolo, foi ainda

utilizada uma pasta epóxi com o intuito de gerar adesividade entre as peças tornando o elemento estrutural o mais monolítico possível.

Em ambos os ensaios realizados, Costa (2009) e Bellucio e El Debs (2013), apesar da utilização da fibra, foram feitos com o objetivo de teste para uma nova forma de moldagem em etapas distintas. Vale ressaltar que outras pesquisas que não foram retratadas neste trabalho, é o caso do reforço externo com mantas de fibra de carbono, foco de diversos estudos em consolos, como: de Al-Kamaki & Alsof (2018); Iliyas, Wadekar, Kakade (2016).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Esta pesquisa adotou uma metodologia para estudar experimentalmente o comportamento ao cisalhamento de consolos curtos de concreto armado com adição de fibras. Para isso foram moldados 11 espécimes de concreto armado, dos quais 3 receberam fibras de polipropileno, 3 fibras de polietileno, 3 adições de fibras de aço, e por fim 2 espécimes não tiveram adição de fibras na composição do concreto. Os últimos dois serviram como consolos de referência, sendo um com apenas armadura de tirante e o outro com a utilização também de estribos horizontais.

Como principais considerações, buscou-se avaliar as contribuições que as fibras oferecem à essas peças de concreto, precisamente o comportamento das bielas de concreto, o modo de ruptura e padrões de fissuração. Estabelecendo ainda algumas comparações entre meios resistentes a partir dos resultados encontrados. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) do *Campus* Universitário de Tucuruí (CAMTUC) da Universidade Federal do Pará (UFPA).

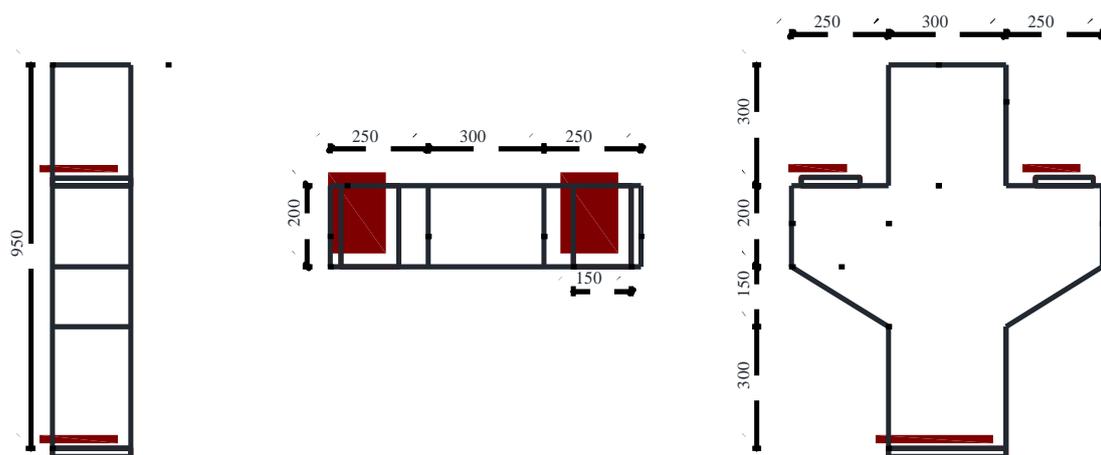
3.1. Consolos Curtos

3.1.1. Características

Foram fabricados consolos curtos de concreto armado (relação $0,5 < a/d < 1,0$ segundo a ABNT NBR 6118, 2014), todos com o mesmo arranjo geométrico, sendo 200 mm de largura, altura de engastamento de 350 mm, altura na face externa de 200 mm e comprimento de 250 mm. Já para os pilares foram definidas as dimensões da seção transversal como sendo (200 x 300) mm, com altura de 950 mm.

Para se chegar no objeto de estudo desta pesquisa, a taxa de armadura encontrada no dimensionamento realizado foi subestimada para 10 das 11 peças, a fim de garantir que as tensões solicitantes de cisalhamento e tração iriam testar a resistência das fibras, ao invés de serem absorvidas pelo aço. Dessa forma, os estribos longitudinais, foram retirados, conforme é ilustrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Geometria dos consolos (mm).

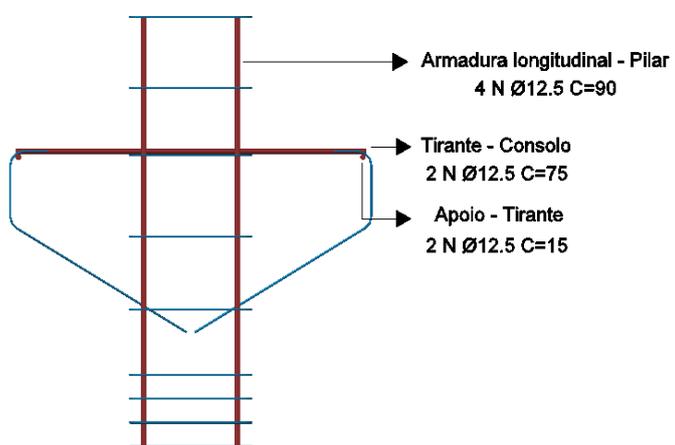


Para o cálculo das armaduras longitudinais, foram seguidas as prescrições normativas das normas ABNT NBR 9062 (2016) e ABNT NBR 6118 (2014). Para este fim, foram utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm, tanto para as armaduras longitudinais dos pilares, quanto para os tirantes dos consolos. Os consolos que receberam o concreto sem adição de fibra, foram as peças de referência, que serviram para a checagem da diferença entre o concreto convencional e o concreto fibroso.

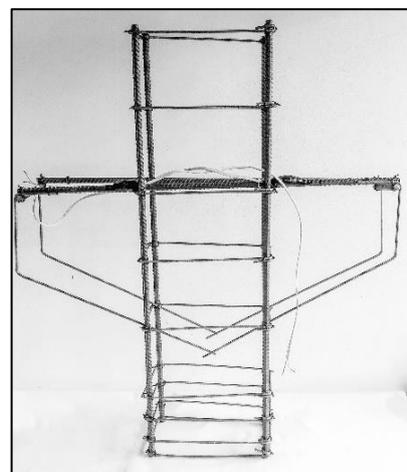
O espécime CRC foi o único a receber os estribos horizontais e verticais, onde foram utilizadas barras de aço CA-60 e CA-50 com diâmetros de 5,0 e 6,3 mm, respectivamente. O objetivo para este consolo foi para avaliar a resistência das bielas do concreto sob influência das fibras para os espécimes que perderam a armadura horizontal. As Figuras 3.2 e 3.3, mostram o design da armadura dos consolos e as imagens reais dos arranjos.

As armaduras transversais dos pilares foram dispostas a 90° do eixo da armadura longitudinal, com diâmetro de 5,0 mm. Para os espécimes com adição de fibras de aço CA2, CA3 e CA4, cada recebeu os teores específicos 0,80%; 1,20% e 1,60%, respectivamente. Da mesma forma se seguiu para as peças que foram reforçadas com fibras de polipropileno CPP8, CPP12 e CPP16 (0,08%; 0,12% e 0,16%); e fibras polietileno CPE24, CPE36 e CPE48 (0,24%; 0,30% e 0,48%). A Tabela 3.1 reúne as características dos consolos curtos.

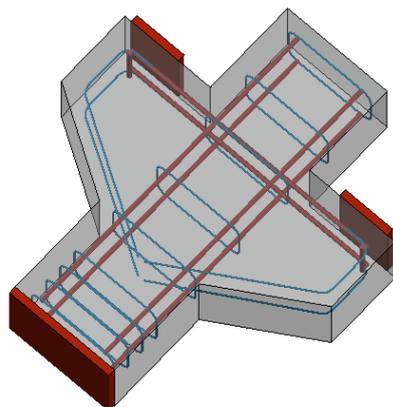
Figura 3.2 – Layout das armaduras base dos consolos sem estribos horizontais: a) Design Gráfico; b) Arranjo real; c) Visão Isométrica.



a)



b)



c)

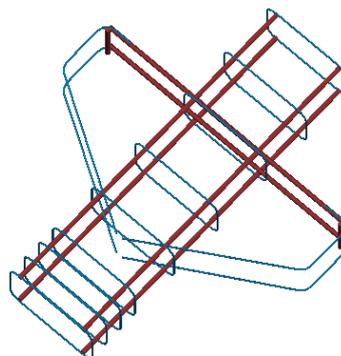


Figura 3.3 – Layout da armadura base do consolo com estribos horizontais: a) Design Gráfico; b) Arranjo real; c) Visão Isométrica.

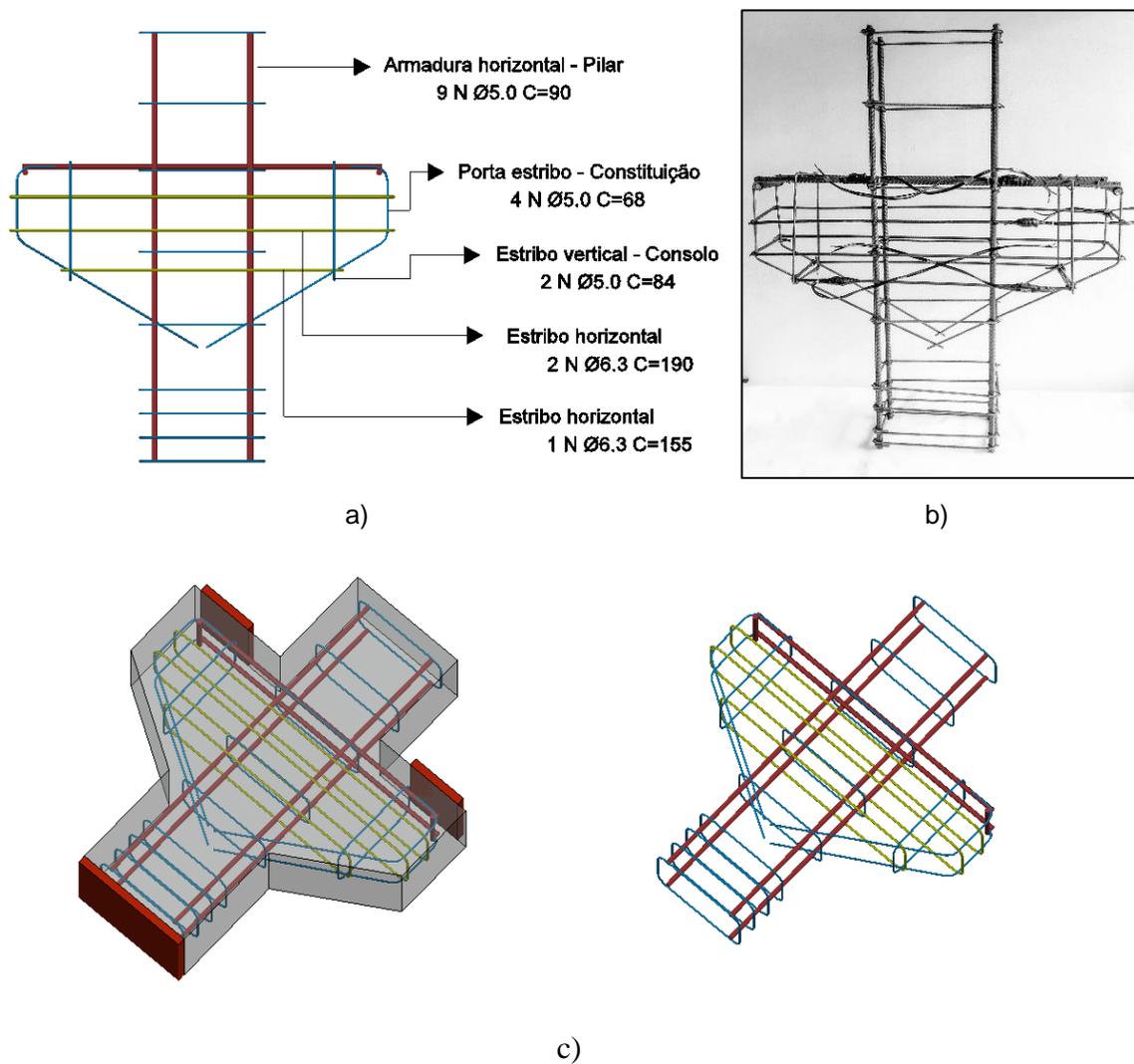


Tabela 3.1 – Características dos consolos

Consolo	Fibras	Teor de armaduras (%)	Estribo Horizontal	Quantidade em massa (kg)
CR	-	-	Não	-
CRC	-	0,65	Sim	1,31
CA2	Aço	0,83	Não	1,63
CA3		1,24		2,54
CA4		1,66		3,38
CPP8		0,08		0,16
CPP12	Polipropileno	0,12		0,25
CPP16		0,16		0,33
CPE24		0,24		0,49
CPE36	Polietileno	0,36		0,73
CPE48		0,48		0,98

3.1.2. Instrumentação dos consolos

De forma geral, foram monitorados nesta pesquisa os dados correspondentes às deformações tanto do concreto, quanto das barras de aço, coletadas nos ensaios dos 11 espécimes. A leitura de deformações no concreto foi realizada da mesma maneira para todas as peças, por meios de extensômetros uniaxiais internos, que foram posicionadas nas regiões do concreto onde ocorre o encontro consolo/pilar e na região da mísula, onde o concreto sofre compressão. Além da parte interna, nesta última região, também foi posicionado um extensômetro externo na superfície da peça, conforme mostra a Figura 3.4. E na Figura 3.5 são mostrados os tipos de extensômetros de concreto (internos e de superfície) utilizados nos espécimes.

Figura 3.4 – Posição dos extensômetros para concreto nos consolos: a) vista lateral; b) vista frontal.

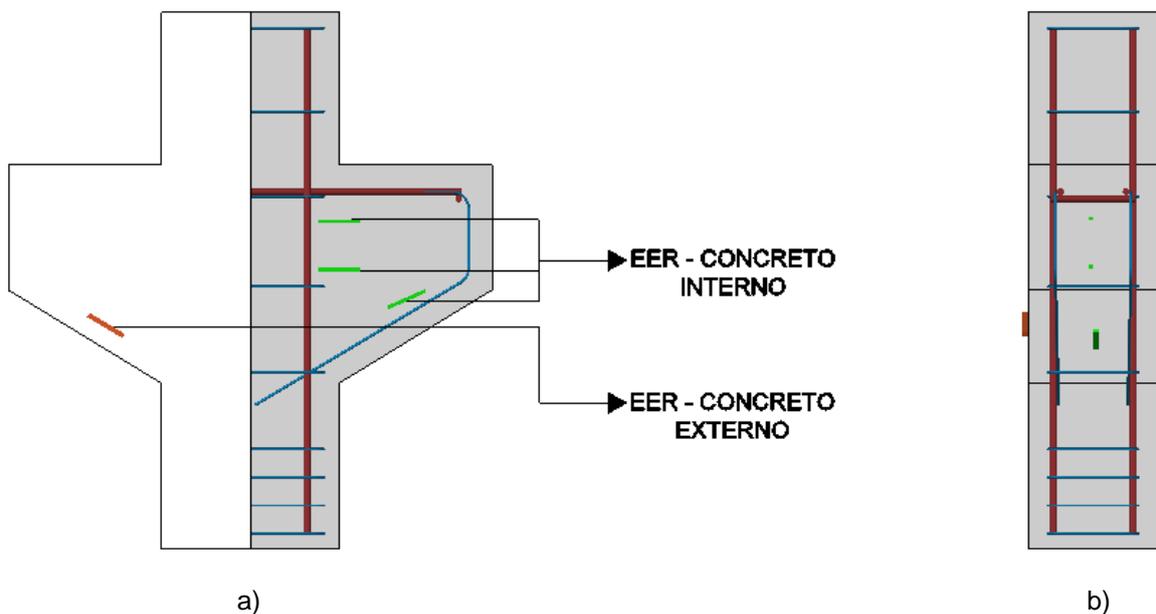


Figura 3.5 – Extensômetros de concreto utilizados: a) Internos;
b) Superficiais.



a)



b)

O monitoramento das deformações sofridas pelo aço foi realizado por meio de extensômetros elétricos de resistência (EER), houve então a fixação de um extensômetro por ponto de leitura. Assim, pretendeu-se eliminar efeitos quaisquer que puderam prejudicar o registro dos dados durante o ensaio. No espécime CR, assim como os espécimes com fibra foram fixados extensômetros nos dos lados de um dos tirantes de cada peça, sendo está a armadura mais solicitada dos consolos. Já na peça CRC, além dos tirantes, houve ainda fixação de dispositivos também nas armaduras de costuras, ou estribos horizontais. O detalhamento a é mostrado na Figura 3.6, assim como uma imagem real do extensômetro de aço é mostrado na Figura 3.7.

Figura 3.6 – Detalhamento dos extensômetros nas armaduras de aço: a) Consolo com armadura horizontal; b) consolo sem armadura horizontal.

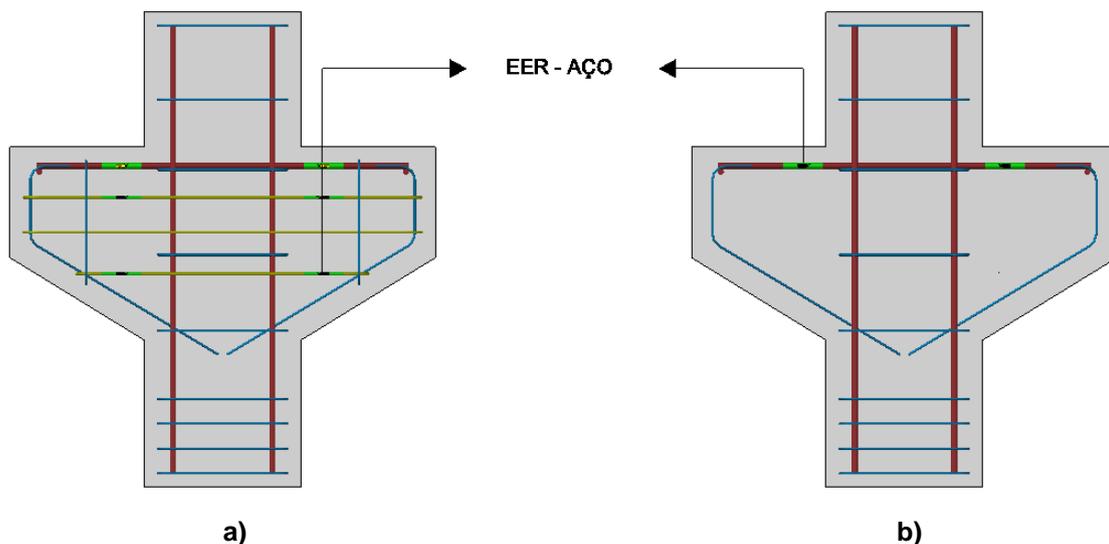
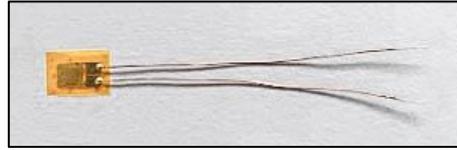


Figura 3.7 - Extensômetros de aço utilizados.



3.1.3. Sistema de Ensaio

Os ensaios dos consolos foram realizados em uma prensa hidráulica com capacidade de carregamento máximo de 300 toneladas, monitorada pelo *Software Tesc*, no Laboratório de Engenharia Civil – LEC do Campus da UFPA em Tucuruí. Foram posicionadas dentro da mesma, sobre chapas de aço soldadas com espessura de 15 mm e seção transversal de (308 x 70) mm e 1700 mm de comprimento, que funciona como apoio de reação para os consolos. Antecipadamente essa peça foi testada, assim, observou-se que os deslocamentos foram irrelevantes, logo, a utilização das chapas para o sistema de ensaio foi possível.

O ensaio foi caracterizado por conter três pontos: primeiro o carregamento aplicado pela prensa, em passos de cargas de 10 kN; enquanto os outros dois foram um sistema de apoios de 1º e 2º gênero. Para aplicação de carga, foi adotada uma chapa de aço quadrada de (300x300) mm, afim de evitar neste ponto uma ruptura localizada. Os detalhes de montagem idealizados para o sistema de ensaio podem ser observados na Figura 3.8, e na Figura 3.9 uma imagem real do sistema. Os instrumentos de monitoramento foram ligados ao um módulo de aquisição de dados, modelo ADS 2000, da empresa Lynx Tecnologia.

Figura 3.8 – Desenho do sistema de ensaio dos consolos.

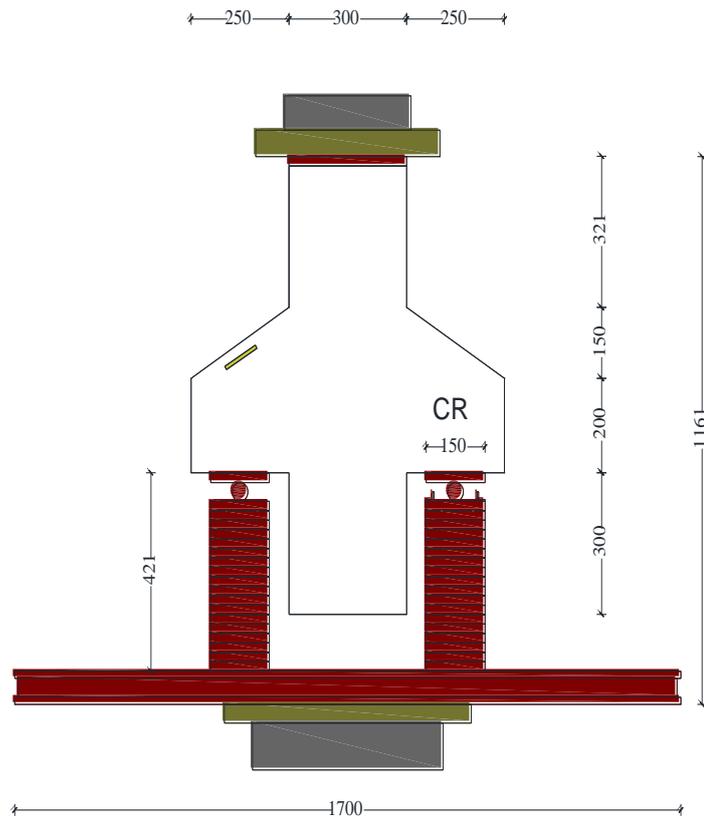


Figura 3.9 - Foto do sistema de ensaio padrão dos consolos



3.2. Materiais

3.2.1. Fibras Testadas

3.2.1.1. Fibra de Polipropileno

Objetivando analisar as influências que as fibras de polipropileno possuem quando adicionadas ao concreto, e observando o efeito da conformação geométrica e suas propriedades no estado plástico, foram produzidos misturas com três diferentes teores volumétricos: 0,08%; 0,12%; e 0,16%. Com relação ao concreto, essas variações foram realizadas de acordo com as recomendações especificadas pelo fornecedor, Torri Engenharia e Saneamento (2017), que recomenda de 2 a 4 kg/m³ de concreto produzido. Conforme informado pela MM Fibras (2017), trata-se de um material sintético constituído de 70% de Polipropileno, 20% de Polietileno e 3% de corante. A Figura 3.10 traz uma imagem da fibra testada, enquanto que a Tabela 3.2 apresenta as características da mesma.

Figura 3.10 – Fibras de polipropileno utilizadas no experimento.



Tabela 3.2 – Características das fibras de polipropileno utilizadas na pesquisa.

Comprimento	Diâmetro/ Largura	Fator de Forma	Módulo de Elasticidade	Resistência à tração	Massa específica
48 mm	0,8 mm	50	8,6 GPa	-	0,92 g/cm ³

3.2.1.2. Fibra de Polietileno

No mesmo sentido de analisar a contribuição das fibras formadas por monofilamentos de polietileno, e seguindo os mesmo parâmetros, foram realizadas também variações de dosagens na adição das mesmas ao concreto, porém com as taxas de 0,24%; 0,36% e 0,48%. Valores estes com base no teor máximo especificado pelo fornecedor, que recomenda a utilização de 3 a 12 kg/m³ de concreto produzido (MM FIBRAS PARA CONCRETO, 2017). Na Figura 3.11 e na Tabela 3.3, são apresentadas a imagem das fibras testadas e características, respectivamente.

Figura 3.11 – Fibra de polietileno utilizadas no experimento.



Tabela 3.3 – Características das fibras de polietileno utilizadas na pesquisa.

Comprimento	Diâmetro/ Largura	Fator de Forma	Módulo de Elasticidade	Resistência à tração	Massa específica
40 mm	1,1 mm	50 FF	-	350 MPa	0,92 g/cm ³

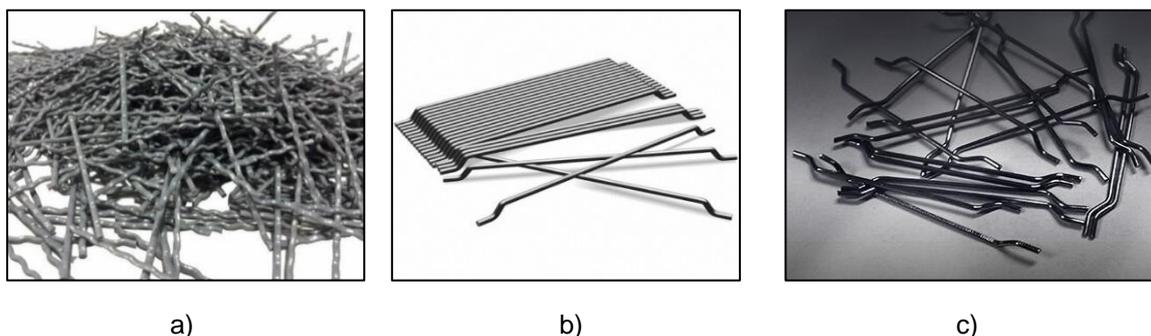
3.2.1.3. Fibras de Aço

As fibras de aço são elementos não contínuos, produzidos com variedade tanto em dimensão, como em formato, ou ainda com diferentes tipos de aço. No mercado brasileiro são encontradas comumente três tipos, o primeiro tipo é uma fibra corrugada feita a partir do fio chato de sobra da produção de lã de aço, logo é uma sobra de processo industrial. As dimensões variam de 25 a 50 mm de comprimento, isso para que seja elaborada a sua forma corrugada, como objetivo de melhorar a aderência com a matriz. Já o segundo tipo, foi produzido com o

objetivo específico de atuar como reforço para o concreto, possuindo ganchos nas extremidades e forma de seção retangular, que são produzidas a partir de chapas de aço.

E por fim o terceiro tipo, com formato similar à anterior, porém o formato da seção é circular. Elas são produzidas a partir de fios trefilados progressivamente, até que se alcance o diâmetro desejado, fazendo com apresentem maior resistência mecânica, seu comprimento também é superior, variando de 25 a 60 mm, a Figura 3.12 mostra os três tipos descritos. O fabricante recomenda que o valor para a utilização das fibras metálicas não seja inferior a 20 kg/m^3 , para não comprometer a resistência estrutural, e da mesma forma não deve ser superior a 50 kg/m^3 para evitar a dificuldade na mobilidade da mistura, a Tabela 3.4 apresenta as características da fibra utilizada na pesquisa (SHEIKON ANCOR, 2018).

Figura 3.12 – Diferentes tipos de Fibra de Aço



a)

b)

c)

Figura 3.13– Fibra de aço a ser utilizada no experimento.



Tabela 3.4 – Características das fibras de aço utilizada na pesquisa.

Comprimento	Diâmetro/ Largura	Fator de Forma	Módulo de Elasticidade	Resistência à tração	Massa específica
43 mm	2,7mm	-	-	860 MPa	7,8 g/cm ³

3.2.2. Concreto

O concreto utilizado na moldagem dos consolos foi produzido no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA em Tucuruí, onde foram utilizados agregados miúdos e graúdos da região, sendo 100% de areia de quartzo e brita nº 1 (diâmetro máximo de 19 mm), respectivamente. Foi preparado um concreto para cada teor de fibra, além de um concreto para os espécimes de referências, totalizando assim 10 misturas com o mesmo traço. A Tabela 3.5 mostra as quantidades dos materiais utilizadas em cada consolo, sem contar adição de fibras.

Tabela 3.5 – Composição do traço do concreto.

Materiais	Traço unitário	Quantidade (kg/m ³)
Cimento CP II E 32	1	577
Areia média lavada	1,6	924
Brita nº1	2,4	1384
Aditivo multifuncional <i>Muraplast</i> FK 101	0,007	4,23
Relação água/cimento (a/c)	0,43	248,3

O *Slump Test* foi realizado conforme recomendações normativas da ABNT NBR NM 67 (1998), buscou-se resultado de abatimento do troco de cone entre 18 a 20 cm para os dez traços. Isso se justifica pelo fato que as fibras adicionadas a mistura fazem com que o concreto perda parte de sua trabalhabilidade, assim sendo utilizou-se o aditivo *Muraplast* FK 101 fabricado pela empresa MC Bauchemine, com o intuito de aumentar essa característica do compósito ainda no seu estado fresco, além de proporcionar um maior tempo para a pega.

Durante o processo da concretagem, foi utilizado adensamento com auxílio de vibradores mecânicos de imersão, tanto para os espécimes, quanto para os corpos de prova, que foram moldados para uso na caracterização das propriedades mecânicas do concreto.

Cerca de 6 horas após o término da concretagem, que durou em torno de 5 horas devido ao número de misturas que foram realizadas, iniciou-se o processo de cura dos consolos e dos corpos de prova, nesse momento foi feito o uso de sacos de cimento umidificados sobre a superfície do concreto que se encontrava exposta. Os espécimes foram molhados 2 vezes ao dia durante 7 dias. Vale

ressaltar que tanto os corpos de prova, quanto os espécimes estiveram em mesmas condições de ambientes até o dia dos ensaios. A Figura 3.14 mostra as peças sendo adensadas durante a concretagem.

Figura 3.14 – Adensamento dos espécimes durante a concretagem.



Para determinar as propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de (100 x 200) mm e de (150 x 300) mm, diâmetro por altura, respectivamente, conforme as recomendações da ABNT NBR 5738 (2015). Estes foram utilizados para os ensaios de compressão axial de acordo com as recomendações ABNT NBR 5739 (2007), de tração por compressão diametral seguindo as recomendações da ABNT NBR 7222 (2011), e por fim o módulo de elasticidade do concreto determinado de acordo com as normativas da ABNT NBR 8522 (2017).

Tabela 3.6 - Resultados das propriedades mecânicas do concreto

Corpo-de-prova	Slump test (cm)	Média aritmética para 3 CP's f_c (MPa)	Média aritmética para 3 CPs f_{ct} (MPa)	Média aritmética para 3 CPs E_c (GPa)

CR E CRC	18,5	23,0	3,80	22,83
CPP8	18,5	27,0	4,00	24,73
CPP12	19,0	28,0	4,16	25,19
CPP16	19,5	24,0	4,90	23,32
CPE24	18,0	30,0	4,10	26,07
CPE36	16,0	29,0	4,34	25,63
CPE48	8,0	25,0	4,70	23,80
CA2	20,0	34,0	4,16	27,76
CA3	19,5	25,0	4,05	23,80
CA4	18,5	25,0	4,44	23,80

3.2.3. Propriedades Mecânicas do Aço

Para determinar as propriedades mecânicas do aço foram retiradas 3 amostras com 500 mm de comprimento de cada bitola utilizada nas peças testadas, essas amostras foram submetidas a ensaios de resistência à tração axial no LEC, seguindo o que é recomendado pela normal ABNT NBR 6892-1 (2013). Os valores médios encontrados são apresentados na Tabela 3.7 e a Figura 3.15 mostra como foi procedimento de ensaio das barras de aço.

Tabela 3.7 - Resultados das propriedades mecânicas do aço.

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_s (GPa)
5,0	615,00	3,00	202,20
6,3	716,67	2,75	197,58
12,5	734,93	2,97	218,20

Figura 3.15 – Ensaio da barra de aço.



4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A série de ensaios que foi descrita no capítulo 3 terá seus resultados experimentais apresentados neste capítulo. Sendo, portanto, mostrados: as

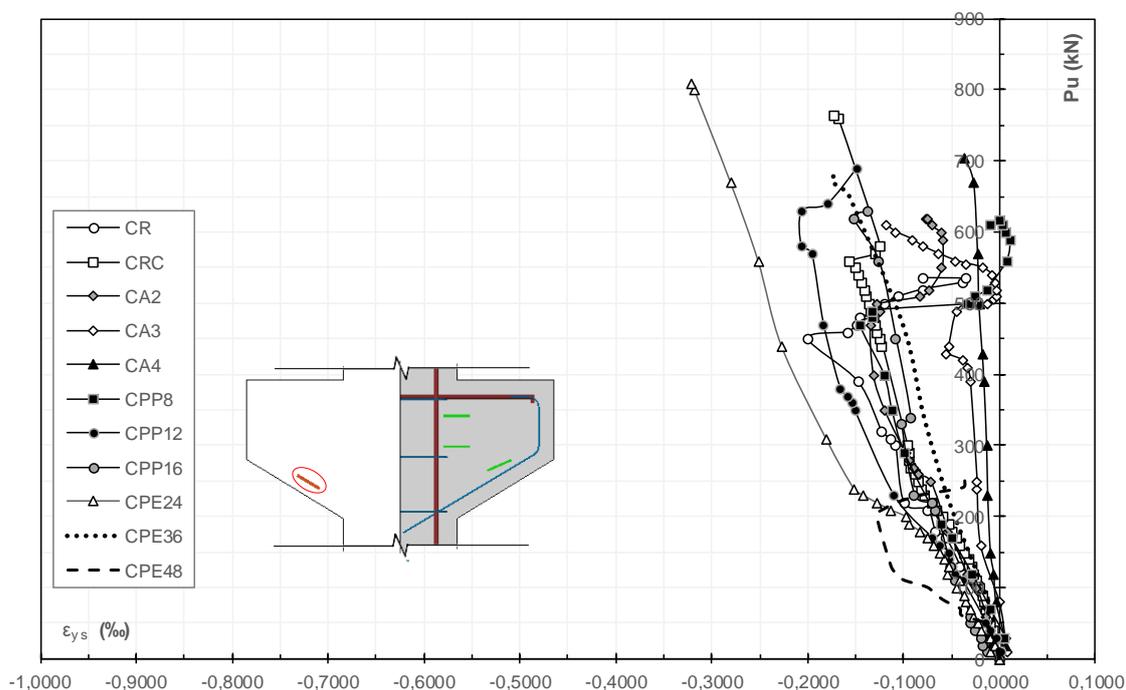
deformações externas e internas do concreto, as deformações dos tirantes, as deformações dos estribos verticais, e o mapeamento de fissuras realizado durante os ensaios dos espécimes. Além desses, também são apresentados os valores de carga de ruptura, que unidos aos resultados anteriores foi possível presumir os modos de ruptura dos consolos.

4.1. Deformação do Concreto

4.1.1. Deformações Superficiais

Na Figura 4.1 é mostrada a relação entre o esforço cisalhante e os resultados das deformações externas do concreto, em todos os consolos o posicionamento dos extensômetros foi feito na superfície da peça na região da mísula, permitindo assim o monitoramento de deformação a compressão nesse local.

Figura 4.1 – Gráfico Carga x Deformação Superficial do concreto na Região da mísula do consolo.



Foi verificado que o consolo CPE48 apresentou um comportamento mais divergente para um mesmo nível de carga em relação aos outros espécimes, o que inclui uma deformação com valores de carga até 200 kN, quando todos os outros se mantiveram com valores bem próximos. Vale ressaltar ainda que o extensômetro

de resistência elétrica desse espécime parou o monitoramento ao chegar no valor de carga aproximado de 250 kN.

De maneira inversa, o consolo CPE24 se manteve similar aos outros espécimes no nível de 200 kN, quando começou a apresentar um desempenho quase que linear no que relaciona carga deformação, dentre os espécimes foi o que apresentou comportamento mais dúctil, alcançando até a carga de ruptura valores de superfície entre 3 e 3,5‰.

Os espécimes CR, CPP8, CA2, CA12, CPP16, CPE36 e CRC mostraram comportamentos similares durante os ensaios, no entanto, os quatro últimos apresentaram maiores valores de resistência e valores de deformações entre 1,5 e 2,1‰. Já os consolos CA3 e CA4 apresentaram menores deformações no mesmo nível de carga, quando comparado aos demais elementos estruturais, os valores para esses elementos ficaram compreendidos no intervalo de 0,093 a 0,5‰.

4.1.2. Deformações internas

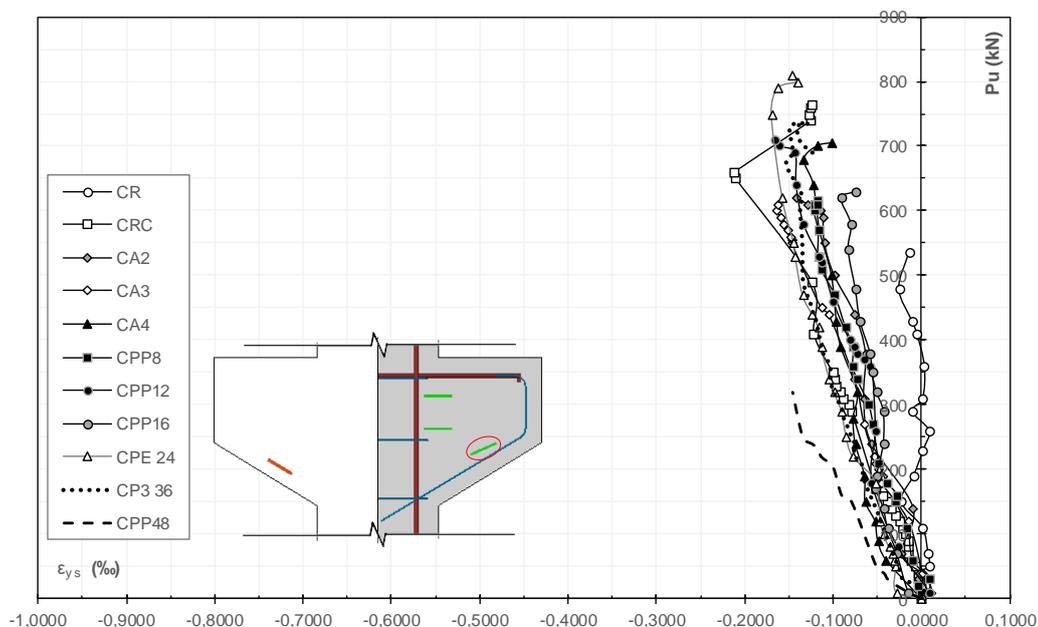
A fim de analisar a influência dos teores de fibras adicionadas ao concreto, também foram realizadas leituras das deformações internas. Em todas as peças os posicionamentos escolhidos para os extensômetros uniaxiais internos de concreto monitoraram tanto as deformações de tração na região onde ocorre o engastamento do consolo no pilar, quanto as deformações de compressão na região da mísula, semelhante ao posicionamento dos leitores superficiais.

Os resultados correspondentes as deformações internas de compressão do concreto são apresentadas na Figura 4.2. De forma geral, os consolos apresentaram baixos valores de deformação, não ultrapassando o valor máximo de 0,25‰, ou seja, ainda distante do limite de esmagamento do concreto. Para um mesmo nível de carregamento o espécime CPE48 apresentou valores de deformação mais expressivos, porém sua leitura foi interrompida próxima do cortante de 350 kN, já o espécime CR mostrou baixos valores de deformação durante todo o ensaio, enquanto que os demais espécimes apresentaram valores de deformação e cortante semelhantes durante os testes.

Ao comparar as deformações internas com as externas na região da mísula do consolo, percebeu-se que nas internas o concreto apresentou valores

semelhantes de forma geral para todos os espécimes até níveis de carregamento bem altos. Algo que não foi notado nas leituras externas, que apresentaram valores distintos entre os espécimes em relação a cortantes mais elevados. O que indica que poder haver possíveis perturbações na superfície durante os ensaios.

Figura 4.2 – Gráfico Cortante x Deformação interna de compressão do concreto.



Na região tracionada houveram dois pontos de leitura como foi mostrado no Capítulo 3, o ponto 1 está localizado próximo ao apoio, ou seja, a região onde se esperou maiores aberturas de fissuras. Já o ponto 2 tem proximidade com a região do chanfro no consolo, conseqüentemente uma região com aberturas mais reduzidas que o primeiro. Neste contexto, foram elaborados dois gráficos para cada um dos locais monitoradas, como apresentado na Figura 4.3.

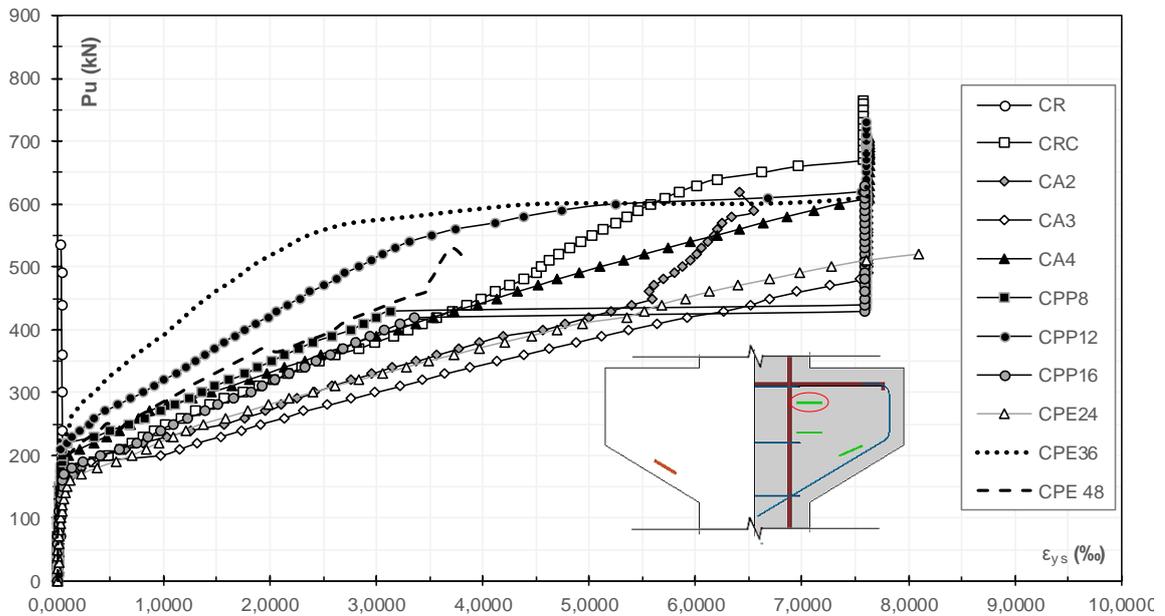
Em ambos os gráficos que mostram a relação entre o Cortante e as deformações internas do concreto é possível notar que nos primeiros níveis de carregamento, foram observados valores muito baixos de deformação do concreto. Na Figura 4.3a notou-se que com exceção do espécime CR, que permanecer quase sem deformação aparente ao longo do ensaio da peça, todos os espécimes apresentaram uma brusca mudança na inclinação das curvas logo após o valor do cortante de 200 kN, o que seria um comportamento semelhante ao descrito no diagrama tensão-deformação bilinear de tração, mostrado no item “8.2.10.2 Tração” pela norma brasileira de projetos de estruturas de concreto.

Ainda no mesmo gráfico, também é notado que os valores de deformação apresentados pelo espécime CPE48 ultrapassou o consolo de referência para os mesmos níveis de carregamento, porém seu valor máximo de deformação quando comparado como os demais espécimes não superou os 50%. Os valores registrados para os espécimes CA2, CA3 e CPE24 apresentaram valores muito semelhantes para o mesmo cortante, da mesma forma ocorreu para os pares de espécimes CPP8 / CPP16, CRC / CA4 e CPP12 / CPE36. Vale ressaltar que esses últimos espécimes tiveram seus valores finais de deformações muito próximos, entorno de 8‰.

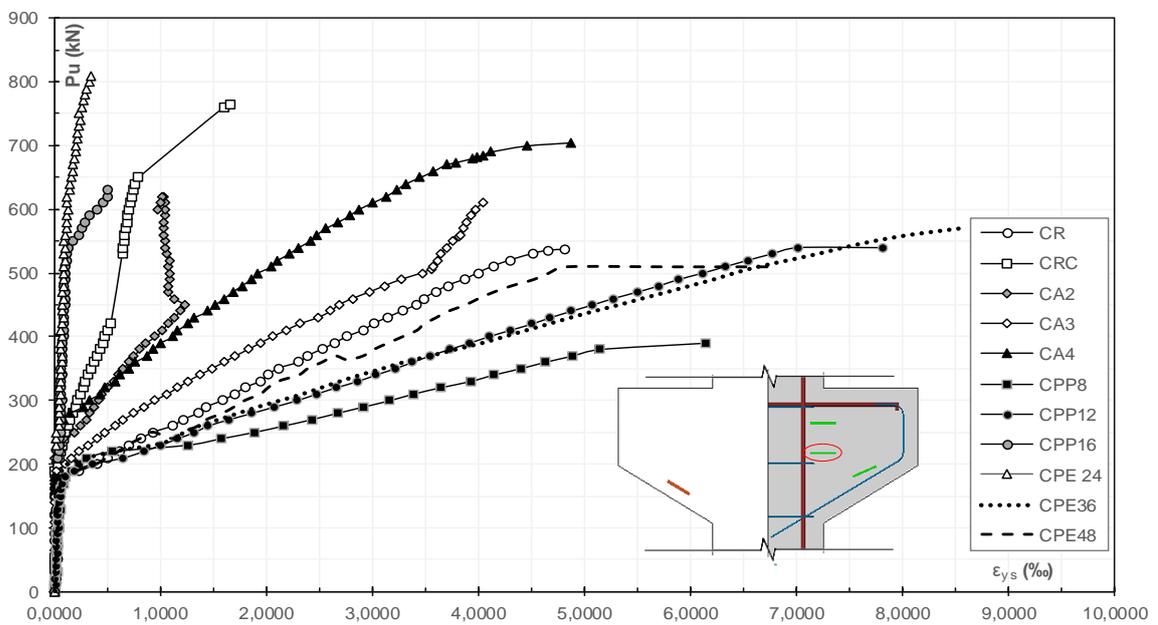
Na Figura 4.3b, foram monitorados valores bem mais aleatórios, os consolos CPP16 e CPE24, por exemplo, apresentaram valores de deformação bem baixos que não ultrapassaram 0,5‰, para elevados carregamentos. O inverso ocorreu para os espécimes CPP12 e CPE36, que mostraram expressivas deformações tração (8‰ a 9‰) com respostas semelhantes durante os ensaios. Os demais consolos tiveram resultados diferentes dos demais, como o CPP8 que apresentou mudança súbita nos 200 kN e após isso leituras expressivas de deformação.

Além disso, as peças CRC e CA2 pouco deformaram, porém apresentam valores elevados de cortantes, já o consolo CA4 para os mesmos valores de carga mostrou uma deformação próxima de 5‰, contra 1,5‰ dos anteriores. Deformações semelhantes foram registradas para os espécimes CA3, CR e CPE8, porém com valores de cortante ligeiramente diferentes.

Figura 4.3 – Gráfico Cortante x Deformação interna do concreto para todas as peças: a) Posicionamento próximo ao apoio; b) Posicionamento próxima ao chanfro no consolo.



a)



b)

4.2. Deformação das armaduras dos Tirantes

Os resultados apresentados na Figura 4.4 relacionam o monitoramento das deformações nas armaduras dos tirantes nos consolos com o cortante corresponde a cada passo de carga aplicado. Dessa forma, o gráfico ajuda a compreender melhor a contribuição das fibras adicionadas ao concreto, para as resistências obtidas durante os ensaios das peças. E como descrito no Capítulo 3, houveram dois pontos de monitoramento em um mesmo tirante, cada extensômetro estava localizado em um dos consolos próximos ao engastamento no pilar, consolo direito e consolo esquerdo. Neste contexto, a análise foi realizada separadamente gerando assim dois gráficos distintos .

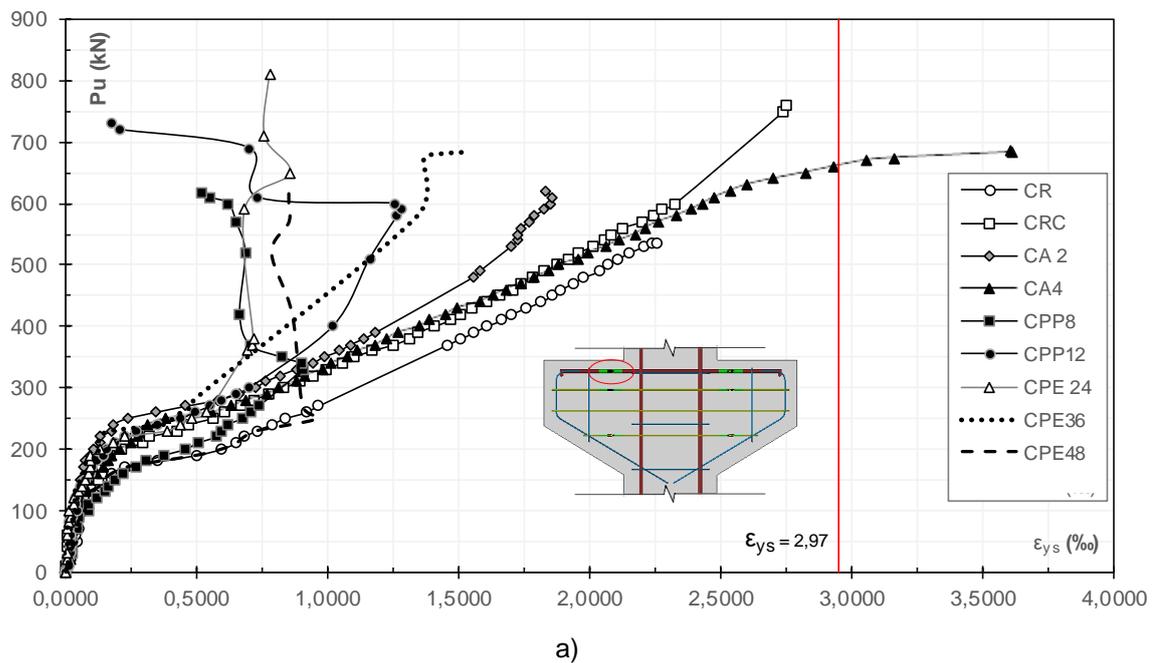
A Figura 4.4a, apresenta os resultados de deformação correspondentes ao lado esquerdo do tirante de cada espécime, onde é percebido que para um nível de carregamento de 200 kN, os tirantes deformaram de forma muito semelhante, após esse valor de cortante foi percebido que as armaduras dos espécimes CR, CRC, CA2 e CA4 desenvolveram valores elevados de deformação de tração, o que comprovou que as armaduras foram bem solicitadas, porém somente o último atingiu a tensão de escoamento do aço.

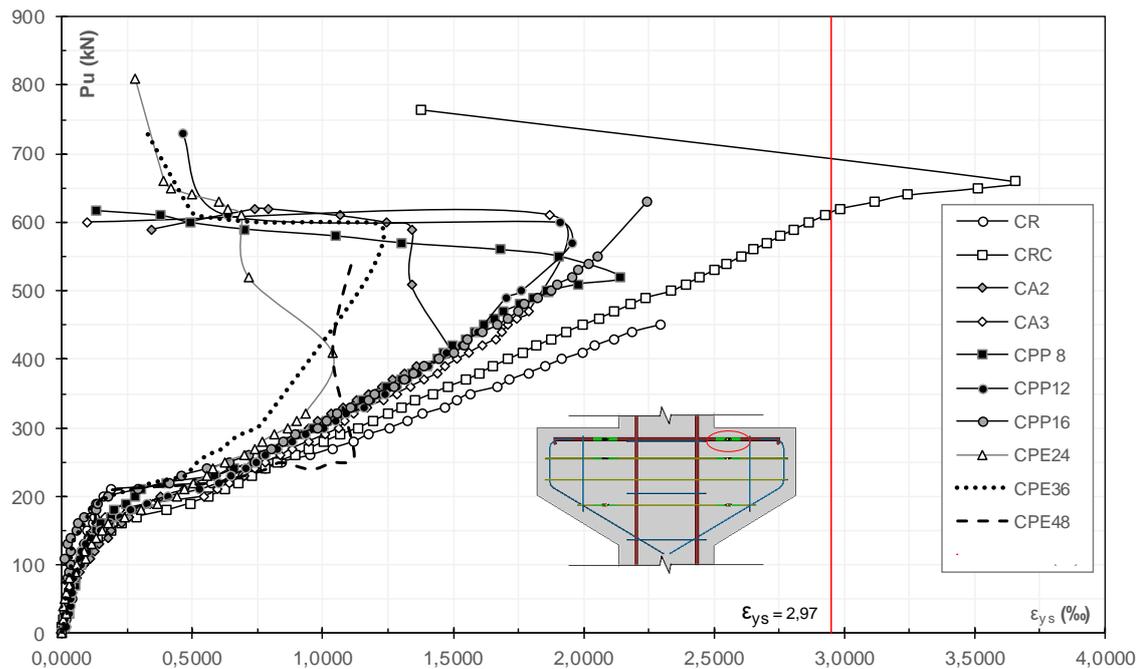
As leituras dos extensômetros dos demais consolos demonstraram que em algum momento do ensaio sofreram uma possível acomodação, uma vez que passaram a exibir deformações inferiores quando comparadas aos outros espécimes, e embora ocorresse este fenômeno, os valores de cortante continuaram aumentando. Essas leituras evidenciam uma possível contribuição das fibras sintéticas adicionadas ao concreto, que não permitiram o total escoamento das armaduras do tirante. Vale ressaltar que os espécimes que não obtiveram uma deformação tão expressiva dos tirantes, foram os consolos de referência e aqueles onde foram adicionadas fibras de aço.

No segundo gráfico (Figura 4.4b), é notado que para o lado direito dos consolos de referência, CR e CRC, houveram leituras bem semelhantes às leituras realizadas no lado esquerdo, o que também sugere ter havido influência das fibras adicionadas nos demais espécimes, que no geral apresentaram comportamentos distintos de um ponto para o outro. Também foi observado que o tirante do espécime de referência com estribos horizontais foi o único a atingir o escoamento neste ponto.

Os espécimes com fibras de polipropileno também mostraram melhor deslocamento para os mesmos níveis de carga, quando comparados com o primeiro ponto. Já os consolos que apresentaram uma acomodação neste segundo ponto foram: CA2, CPE24, CPE36 e CPE48. É necessário salientar que possivelmente durante a concretagem ou cura do concreto, houve a perda dos extensômetros do lado esquerdo nas peças CA3 e CPP16, enquanto que no lado direito a perda ocorreu somente no CA4.

Figura 4.4 – Gráfico cortante x deformação armaduras do tirante para todas as peças: a) posicionamento no consolo esquerdo; b) posicionamento no consolo direito.





b)

4.3. Mapa de fissuração e modo de ruptura

As primeiras fissuras a surgirem nos consolos certamente são resultantes dos esforços de flexão, que geram esforços tração no engastamento dos consolos nos pilares (tração na flexão). Seguido a isso foram observadas fissuras inclinadas, que tiveram início partindo da região do apoio rumo ao ponto de aplicação de carga, mais precisamente ao encontro da mísula com o pilar. Ao passo que aumentavam os passos de cargas também eram percebidas ramificações das primeiras fissuras, assim como das inclinadas.

Os consolos apresentaram basicamente três tipos de modos de ruptura de acordo com Machado (1999), fendilhamento diagonal, compressão na flexão e cisalhamento. Em alguns casos houveram espécimes que apresentaram uma combinação dos dois primeiros modos. É importante salientar que mesmo não havendo distinção entre os consolos de uma mesma peça, eles não romperam ao mesmo tempo, por exemplo, os consolos CR, CPP8, CPP12, CA3 e CPE36 apresentaram ruptura no consolo esquerdo, enquanto que os demais consolos, sendo a maioria, romperam do lado direito.

Em nenhuma das peças houve ruptura brusca e explosiva, nem mesmo o consolo de referência sem os estribos horizontais e nenhuma adição de fibra. No entanto, em alguns elementos houveram quedas consideráveis na resistência durante os ensaios, que logo foram recuperadas, que não só ultrapassaram os valores de queda, como também alcançaram valores cerca de 200 kN superiores. As Figuras 4.5 a 4,8 mostram os mapas de fissuração dos consolos, com a indicação do carregamento em que foram registradas as fissuras superficiais no concreto.

Figura 4.5 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CR; b) CRC.

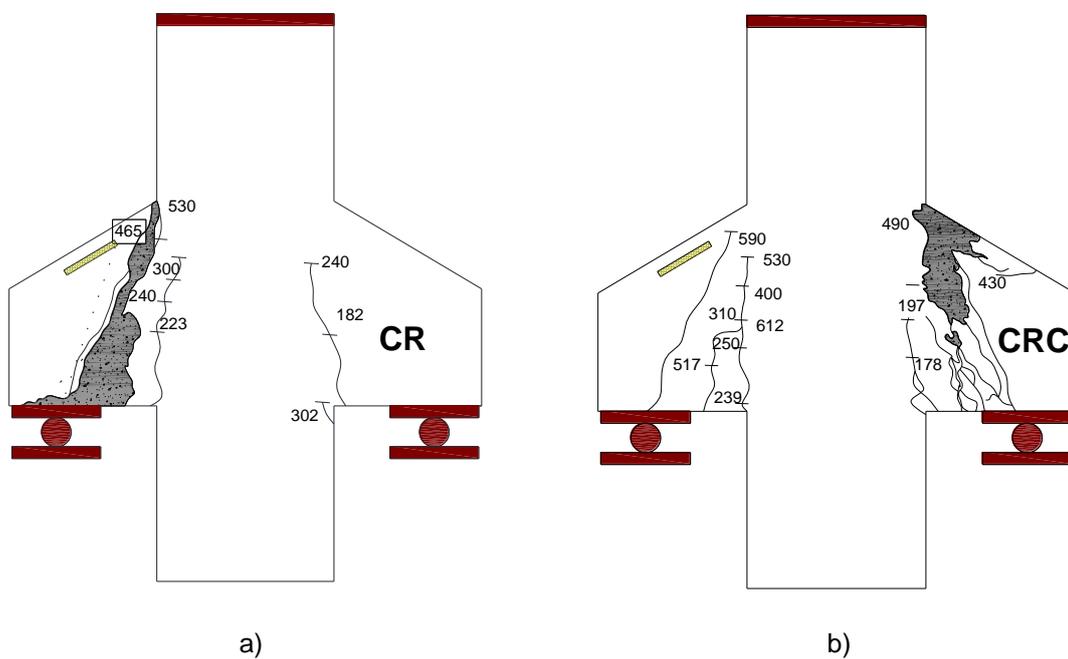
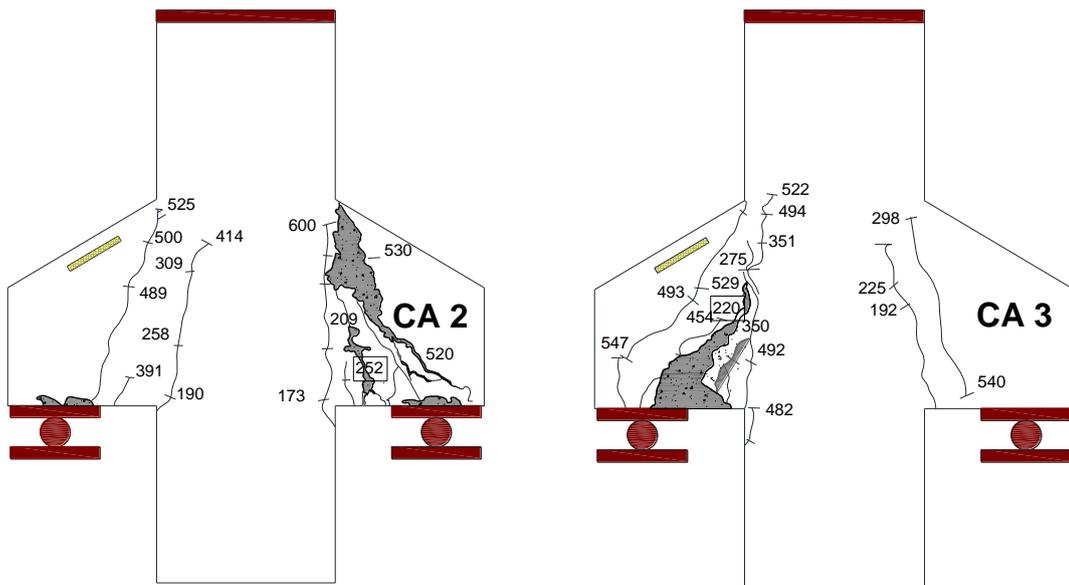
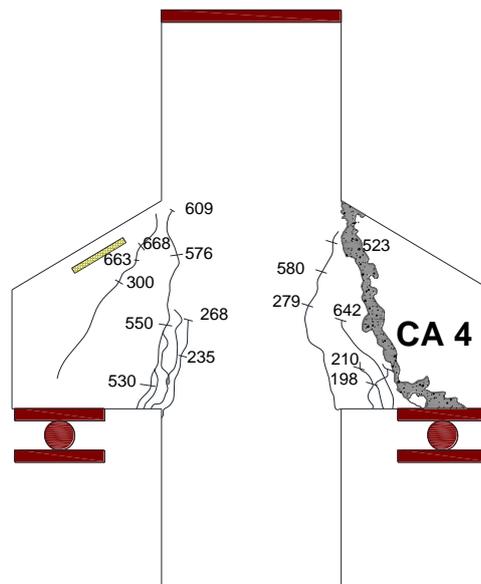


Figura 4.6 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CA2; b) CA3; c) CA4.



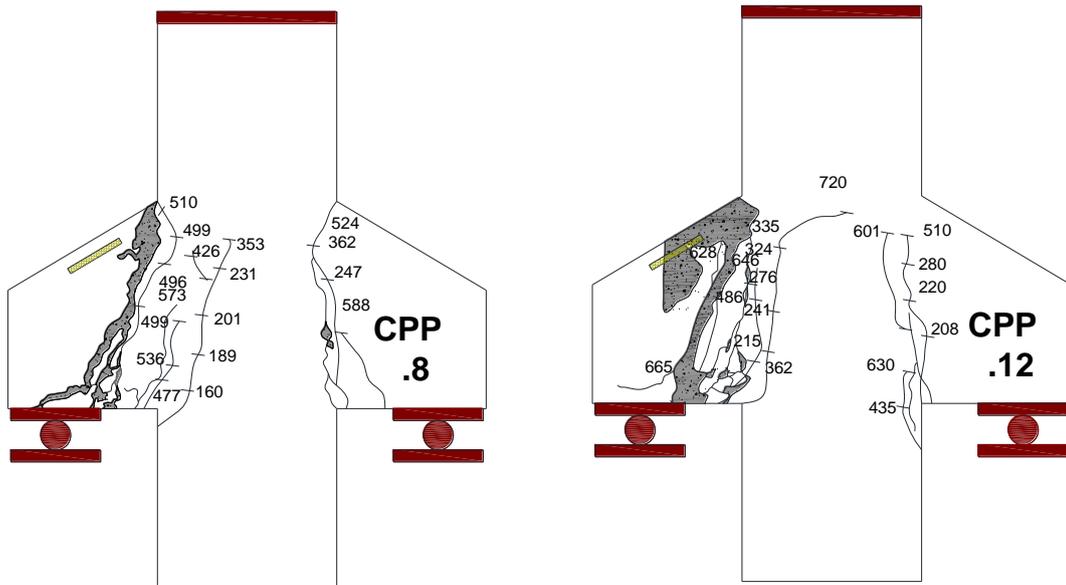
a)

b)



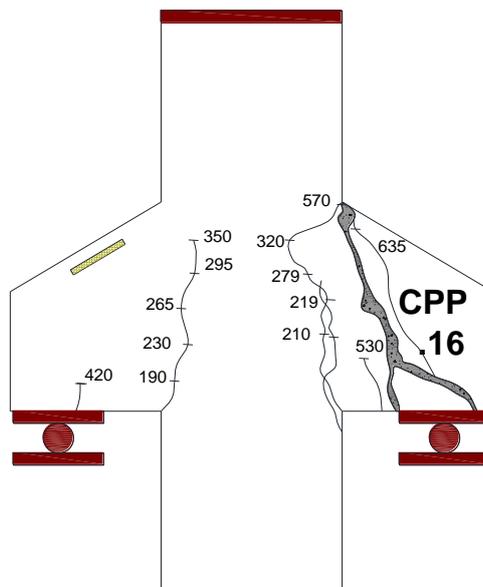
c)

Figura 4.7 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CA4; b) CPP8; c) CPP16.



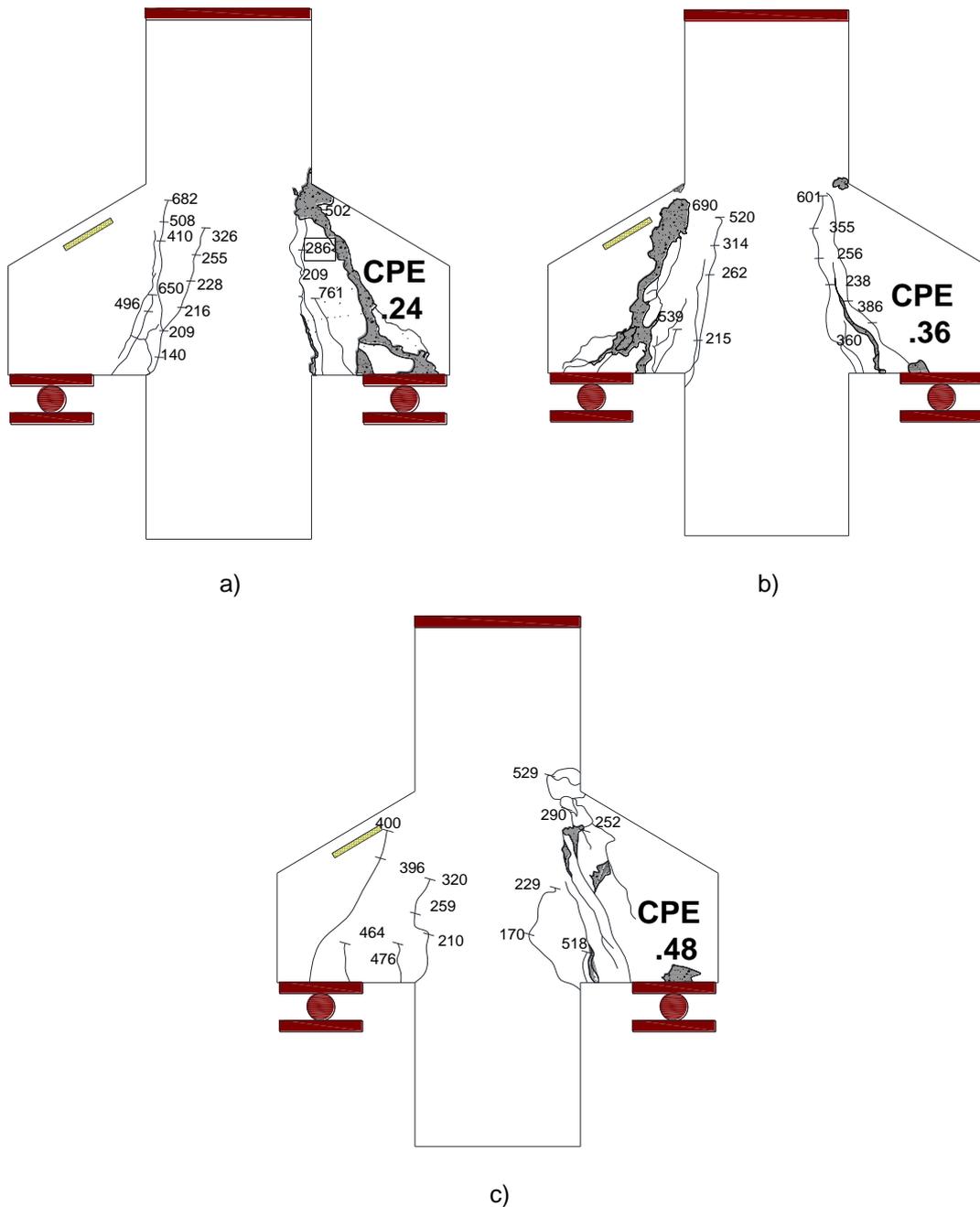
a)

b)



c)

Figura 4.8 – Mapa de fissuração dos consolos: a) CPE24; b) CPE36; c) CPE48



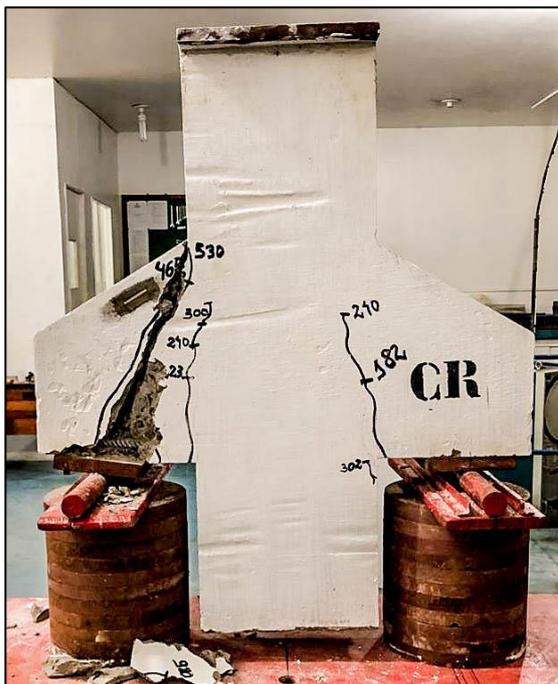
4.3.1. Modos de ruptura dos consolos

Os modos de rupturas dos consolos são apresentados na Tabela 4.1, e podem ser observados nas Figuras 4.9 a 4.12.

Tabela 4.1 – Modos de ruptura dos consolos curtos.

Consolos	Estribos Horizontais	Tipos Fibras	Modos de ruptura
CR	Não	-	Fendilhamento Diagonal
CRC	Sim	-	Compressão na Flexão
CA2	Não	Aço	Fendilhamento Diagonal
CA3			
CA4			
CPP8		Polipropileno	Fendilhamento Diagonal
CPP12			Fendilhamento Diagonal e Compressão na Flexão
CPP16			Fendilhamento Diagonal
CPE24		Polietileno	Fendilhamento Diagonal e Compressão na Flexão
CPE36			
CPE48			

Figura 4.9 – Modos de ruptura dos consolos: a) CR; b) CRC.



a)



b)

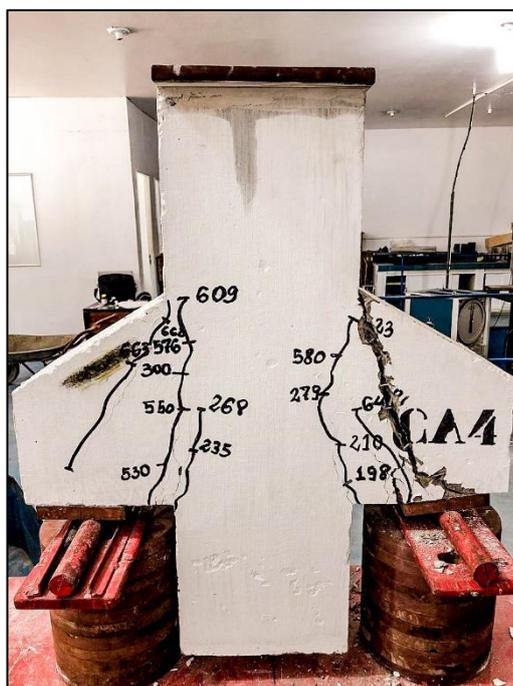
Figura 4.10 – Modos de ruptura dos consolos: a) CA2; b) CA3; c) CA4.



a)



b)

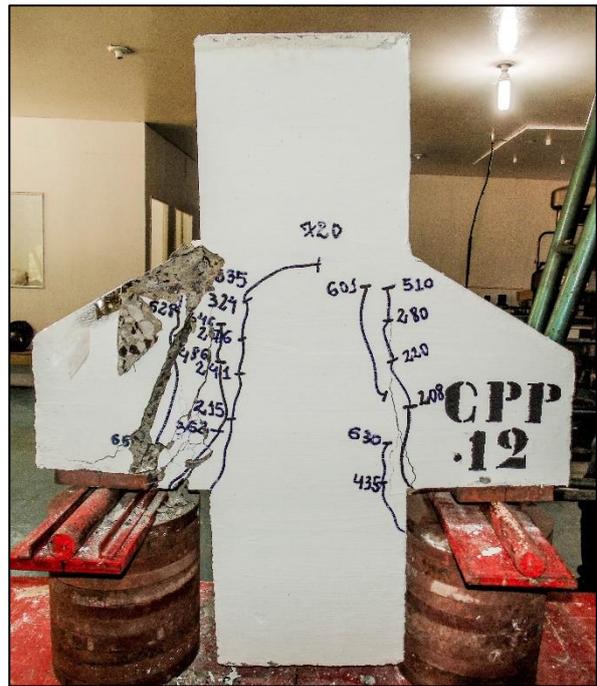


c)

Figura 4.11 – Modos de ruptura dos consolos: a) CA4; b) CPP8; c) CPP16.



a)



b)

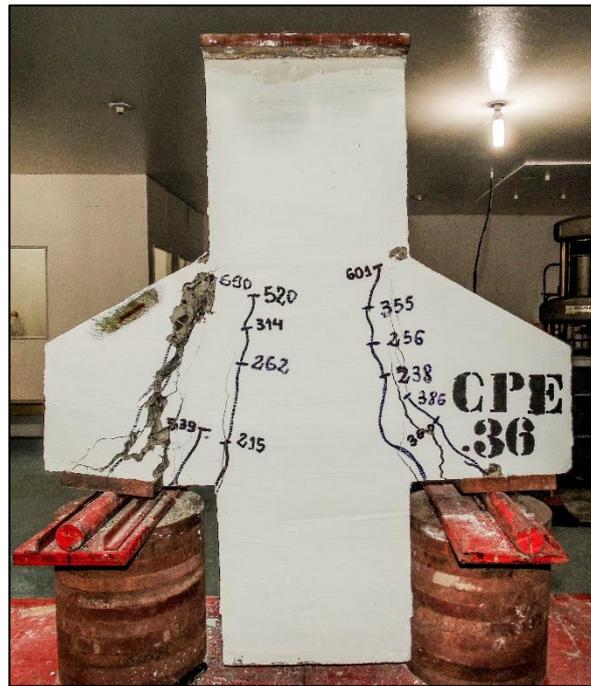


c)

Figura 4.12 – Modos de ruptura dos consolos: a) CPE24; b) CPE36; c) CPE48



a)



b)



c)

4.3.2. Resistência dos consolos

Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados experimentais e teóricos de resistência para os consolos, onde são relacionadas suas cargas de ruptura, os cortantes resistentes experimentais, a relação do cortante experimental de cada consolo curto com os espécimes de referência e as razões entre os resultados dos cortantes experimentais e normativos.

Tabela 4.2- Resultados de Resistência dos Consolos Curtos.

Consolo	Fibras	(%)	AC	P_u (kN)	V_u (kN)	$\frac{CR}{V_u / V_{ref}}$	$\frac{CRC}{V_u / V_{ref}}$	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$	$\frac{V_u}{V_{EC2}}$	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$
CR	-	-	Não	536	268,00	1,00	0,70	1,17	1,21	1,22
CRC		0,65	Sim	765	382,50	1,43	1,00	1,09	1,13	1,15
CA2	Aço	0,83		620	310,00	1,16	0,81	1,35	1,40	1,42
CA3		1,24		610	305,00	1,14	0,80	1,33	1,38	1,39
CA4		1,66		705	352,50	1,32	0,92	1,53	1,60	1,61
CPP8		0,08		617	308,50	1,15	0,81	1,34	1,40	1,41
CPP12	Polipropileno	0,12	Não	730	365,00	1,36	0,95	1,59	1,65	1,67
CPP16		0,16		630	315,00	1,18	0,82	1,37	1,43	1,44
CPE24	Polietileno	0,24		810	405,00	1,51	1,06	1,76	1,83	1,85
CPE36		0,36		734	367,00	1,37	0,96	1,60	1,66	1,68
CPE48		0,48		510	255,00	0,95	0,67	1,11	1,15	1,16

Como esperado o consolo CRC apresentou relação próxima de 1 como previsto pela norma brasileira, já que este espécime foi executado de acordo com o dimensionamento convencional normativo. Já o consolo CR, onde foram retirados os estribos horizontais, apresentou uma resistência 17% superior em relação ao que foi prescrito pela norma. Com relação aos espécimes que receberam adição de fibra de aço, todos mostraram valores maiores que o consolo de referência sem armadura horizontal. No entanto a peça CA4, com a maior taxa de fibra, apresentou um cortante 34% superior ao indicado pela norma.

Quando se trata dos consolos que receberam fibras de polipropileno na composição do concreto, o melhor desempenho foi registrado pelo consolo CPP12, com o segundo maior teor de fibra, este espécime não só ultrapassou o valor de cortante previsto pela NBR, como também o valor experimental obtido pelo consolo CA4. Porém vale ressaltar que ambas as resistências não foram maiores que o espécime CRC.

Para os elementos onde foram adicionadas fibras de polietileno no compósito, somente o consolo CPP24 ficou acima do valor da norma brasileira, além disso, este também apresentou melhor resultado que o consolo de referência mais armado. Portanto, este espécime apresentou o melhor desempenho entre os consolos ensaiados, com uma resistência superior em 51 % o espécime de referência CR, e em 6% a peça CRC.

Quanto as previsões normativas, os resultados revelaram um caráter bastante conservador, principalmente as normas americana e europeia, ACI e EUROCODE 2, respectivamente. Após as análises dos resultados de resistência à força cortante, foi percebido que embora as fibras de aço serem bastante utilizadas na mistura de concreto, nesta pesquisa os melhores desempenhos apresentados foram das peças que continham fibras de polietileno na mistura, por exemplo, de cada tipo fibra foram analisados 3 diferentes teores, a fibra em questão apresentou 2 resultados superiores aos demais valores experimentais.

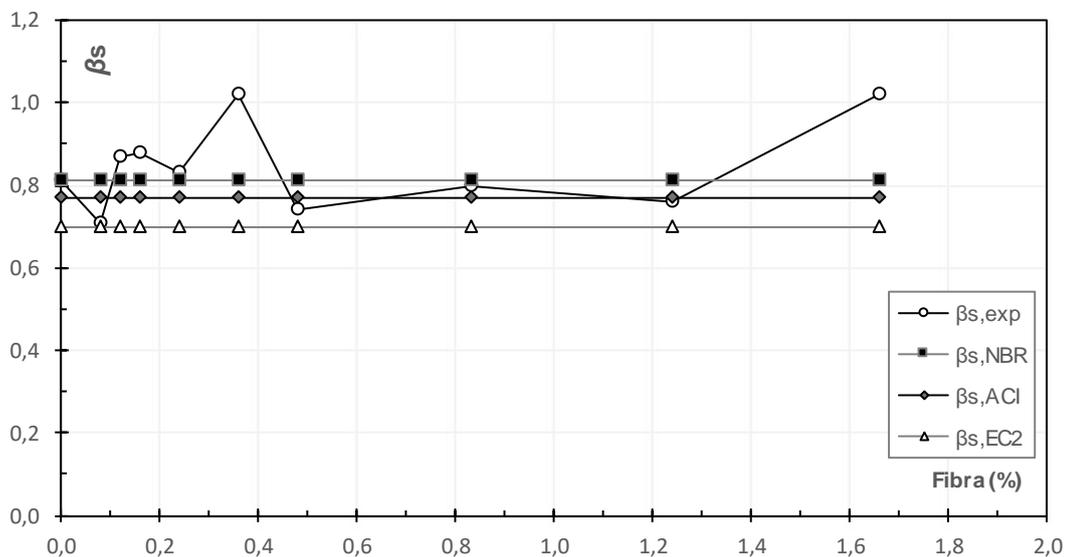
4.3.3. Fatores de eficiência da biela

No Método de Bielas e Tirantes, o fator de eficiência da biela (β_s) é um parâmetro importante da análise e dimensionamento, uma vez que relaciona a resistência do concreto quanto as tensões máximas de compressão, apresentado pela resistência efetiva da biela (f_{ce}), em função da resistência a compressão axial. Para tanto, foram reunidos na Tabela 4.3 os valores de cortante de cada espécime, valor experimental de eficiência da biela ($\beta_{s,exp}$), assim como as relações dos resultados experimentais com os calculados pelas normas abordadas nesta pesquisa.

Tabela 4.3 – Fatores de eficiência dos consolos

Consolo	Fibras (%)		f_c (MPa)	σ_u (MPa)	V_u (kN)	$\beta_{s,exp}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,NBR}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,ACI}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,EC2}$
CR	-	-	23	9,50	268,00	0,81	1,00	1,05	1,16
CRC	-	0,65	23	13,55	382,50	1,16	1,78	1,86	1,86
CA2	Aço	0,83	27	10,98	310,00	0,80	0,98	1,04	1,14
CA3		1,24	28	10,81	305,00	0,76	0,93	0,98	1,08
CA4		1,66	24	12,49	352,50	1,02	1,26	1,33	1,46
CPP8	Polipropileno	0,08	30	10,93	308,50	0,71	0,88	0,93	1,02
CPP12		0,12	29	12,93	365,00	0,87	1,08	1,14	1,25
CPP16		0,16	25	11,16	315,00	0,88	1,08	1,14	1,25
CPE24	Polietileno	0,24	34	14,35	405,00	0,83	1,02	1,07	1,18
CPE36		0,36	25	13,00	367,00	1,02	1,26	1,32	1,46
CPE48		0,48	24	9,04	255,00	0,74	0,91	0,96	1,05

Figura 4.13 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de fibra para os consolos.



Após a análise dos espécimes, foi constatado que a norma europeia apresentou em geral, resultados mais conservadores em relação aos verificados no experimento, com valores cerca de 46% menores que os encontrados experimentalmente. Já a norma brasileira foi a que mostrou valores menos conservadores. Notou-se ainda que as maiores porcentagem foram das peças que apresentaram também os maiores valores de resistência.

Com relação às taxas de fibras utilizadas foi observado que para a relação entre os resultado experimentais com os da NBR ($\beta_{s,exp} / \beta_{s,NBR}$), as fibras sintéticas apresentaram melhores resultados, nos três espécimes analisados em ambas as

fibras, dois tiveram bons resultados. Já para a fibra metálica somente o espécime com a melhor resistência mostrou valores acima 1 para o experimental.

Ao se comparar os resultados dos espécimes de referência, consolos sem fibras, a peça CRC foi quem obteve o melhor desempenho, incluindo a relação com os demais espécimes. Quando se trata da norma americana, os valores para os espécimes CR e CRC, mostraram-se satisfatórios, e com relação aos espécimes com fibras, os espécimes com menores resistências não tiveram um desempenho bom.

5. CONCLUSÕES

5.1. Considerações gerais

A baixa resistência a esforços de tração e a fragilidade do material, são duas das características do concreto simples, não armado, que fazem com que ele não seja empregado para estes fins, assim como a baixa ductilidade. As fibras, de modo especial as descontínuas (distribuídas aleatoriamente), são uma das alternativas percebidas que contribuem para minimizar essas características do compósito, uma vez que estas são conhecidas por atravessar (ou costurar) fissuras, ou ainda, por promoverem certa ductilidade após a fissuração.

Além disso, as fibras por vezes já foram consideradas (erroneamente) capazes de substituir as armaduras do concreto armado em sua totalidade, o que não se aplica, pois as barras de aço (longitudinais e estribos) são colocadas em posições bem definidas nas estruturas, de modo que possam resistir aos esforços de tração, aos cisalhantes e alguns de compressão.

Dessa forma, as fibras não contribuiriam tão efetivamente para todos esses fins, sendo elas “armaduras descontínuas” e dispersas aleatoriamente na matriz. Por outro lado, algumas pesquisas já indicaram o uso para fins de combater esforços cisalhantes, substituindo parte das armaduras transversais, uma vez que algumas fibras obtiveram resultados satisfatórios. Logo entende-se que fibras devem ser usadas como material complementar, trabalhando em conjunto com as barras convencionais de armaduras.

Os consolos curtos apresentam regiões de descontinuidades, assim como vigas-parede entre outras estruturas particulares, e para corrigir os distúrbios causados pelo fluxo de tensões nessas áreas algumas pesquisas trabalham com à variação na taxa de armadura das peças. O dimensionamento de elementos com essas características é realizado com base no MBT, embora exista um considerável banco de dados a esse respeito, não existe um consenso na literatura e entre normas que faça relação concreta entre a taxa de armadura e as resistências das bielas.

As conclusões apresentadas aqui foram baseadas nos resultados obtidos do programa experimental conduzido neste trabalho. Foram ensaiados e analisados

11 consolos curtos de concreto armado, onde foram retiradas as armaduras horizontais (armaduras contínuas) de 10 destes, e em 9 foram adicionados diferentes teores de cada um dos 3 tipos de fibras (armaduras descontínuas). De forma geral foi percebido que o concreto utilizado nos consolos de referência obteve os menores valores em resistência mecânica quando comparado as demais misturas utilizadas no experimento.

Com relação a resistência dos compósitos que receberam adição de fibra, conclui-se que os consolos que receberam na mistura as maiores taxas de adição de fibras sintéticas, mostraram os menores resultados de resistência. Os concretos que apresentaram melhores resultados foram 53%, 59% e 76% mais resistentes do que o concreto de referência, para as fibras de aço, polipropileno e polietileno, respectivamente, os desempenhos mais satisfatórios quando se trata do comportamento dúctil também foram para os espécimes das referidas resistências.

5.1.1. Deformações do concreto

No que trata as deformações no concreto, o espécime CPE48 apresentou os resultados mais divergentes para os mesmos níveis de carregamento nos três pontos de monitoramento internos, e da mesma forma ocorreu com as leituras superficiais. Notou-se que não existe uma relação entre a resistência do concreto a tração com os valores apresentados nos gráficos, pois estes valores não corresponderam as maiores deformações dos espécimes, o que ocorreu para as peças com os maiores valores de cortante.

Ao analisar as deformações do concreto a compressão não foram percebidos valores elevados, porém em alguns espécimes houve o esmagamento do concreto e o fendilhamento das bielas, que indica alta taxa de armadura, isso demonstra que as armaduras descontínuas podem ter apresentado comportamento semelhante as armaduras contínuas, quanto ao reforço dos consolos curtos.

5.1.2. Deformações dos tirantes

Quando se trata das deformações das armaduras dos tirantes, os resultados das peças com fibras se mostraram diferentes para ambos os lados da barra, acontecimento que sugere o fato da descontinuidade das fibras, uma vez que o arranjo do lado direito é diferente do esquerdo devido a aleatoriedade na mistura. Já para os espécimes de referência o comportamento foi semelhante. As fissurações diagonais surgiram sempre nas extremidades internas das chapas de apoio, as peças com valores mais elevados de cortante, apresentaram menores aberturas de fissuras em relação aos demais espécimes, da mesma forma ocorreu para o espécime de referência com armaduras horizontais.

5.1.3. Modo de ruptura

O modo de ruptura dos consolos ensaiados apresentou algumas diferenças de acordo com a variação dos teores de fibras adicionadas ao concreto. A fibra de aço apresentou fendilhamento diagonal para os três espécimes, esse modo também ocorreu no espécime de referência sem armadura horizontal, assim como na peça com maior taxa de fibra de polipropileno. Somente o consolo com fibra de polietileno e com maior teor rompeu por cisalhamento. Já nos espécimes das fibras de polietileno e polipropileno com os maiores valores de carga de ruptura se verificou uma ocorrência de dois modos, fendilhamento diagonal e compressão na flexão, sendo este último o mesmo modo de ruptura que ocorreu no CRC, o espécime com maior taxa de armadura contínua.

5.1.4. Resistência dos consolos

Quanto à resistência dos espécimes por meio do dimensionamento de consolos curtos, o que foi previsto pela ACI apresentou o caráter mais conservador para todas as peças, a norma EC2 apresentou valores bem próximos à norma americana. Porém as três normas apresentaram variações a favor da segurança para os diferentes teores de fibras, embora a norma brasileira tenha apresentado valores mais próximos de 1 para todos os espécimes. No geral à medida que o valor de cortante diminuiu as normas apresentaram valores menos conservadores,

foi percebido também que em relação ao consolo com armadura horizontal somente a peça com o menor teor de fibra de polietileno atingiu valor superior.

5.1.5. Fator de eficiência da biela

Os fatores de eficiência da biela aumentaram conforme o valor dos corantes dos espécimes também aumentaram, atestando uma relação direta entre esses valores, as normas EC2 e ACI apresentaram resultados mais conservadores. As fibras sintéticas também tiveram maiores valores de eficiência da biela. Já entre as peças sem fibra, o espécime com armadura apresentou maior valor, visto que as armaduras contínuas auxiliam na resistência da biela. Os dois menores teores de fibras de aço não tiveram resultados satisfatórios, o mesmo ocorreu para o menor de propileno e para o maior teor de polietileno.

Em resumo, todas as análises realizadas, fator de eficiência da biela, previsões normativas de resistência a força cortante, mostraram resultados contra e a favor da segurança, o que sugere que o MBT, apresenta soluções mais cautelosas para o cálculo de estruturas com descontinuidades.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Afim de complementar este trabalho, onde foram realizadas análises em relação a contribuição das fibras sintéticas e metálicas, quando adicionadas ao concreto armado, sugere-se que sejam desenvolvidas pesquisas futuras estabelecendo novas várias de estudo, ou abordagem de diferentes metodologias para a obtenção e avaliação de resultados. Dessa forma, abaixo são relacionados temas para dar andamento aos estudos feitos:

- Realizar novos ensaios utilizando as mesmas várias que tiveram os melhores resultado neste estudo, além da novos teores para outros tipos de fibras;
- Desenvolver um estudo por meio de análise computacional por elementos finitos para os ensaios experimentais, com o objetivo de comparar e complementar os resultados desta pesquisa;

- Executar ensaios com a variável “estribos horizontais” para todos os consolos, com e sem adição de fibras, tomando por base os melhores resultados obtidos neste estudo;
- Promover testes semelhantes aos realizados nesta pesquisa, variando-se a taxa das armaduras horizontais para todos os consolos e mantendo os melhores teores de fibras aqui encontrados;
- Elaborar um programa experimental similar ao desenvolvido, porém com o uso de concreto com agregados reciclados ao invés de agregados naturais, para avaliar possíveis contribuições de resistência a elementos estruturais.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABABNEH, A., AL-ROUSAN, R., ALHASSAN, M., & ALQADAMI, M. Influence of synthetic fibers on the shear behavior of lightweight concrete beams. **Advances in Structural Engineering**, v. 20, n. 11, p. 1671-1683, 2017.

ALANI, A.; ABOUTALEBI, M.; KING, M. J. Influence of fiber content on crack propagation rate in fibre-reinforced concrete beams. **International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering**, v. 7, n. 9, p. 1-7, 2013.

ALHOZAIMY, A. M., SOROUSHIAN, P. & MIRZA, F.; Mechanical Properties of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete and the Effects of Pozzalanic Materials. **Cement and Concrete Mineral Admixtures.**, 1996. 85–92.

Al-Kamaki, Y. S. S. *et al.* Experimental study of the behaviour of RC corbels strengthened with CFRP sheets. **Case Studies in Construction Materials**. Iraq, 2018.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 – 14**: Building Code Requirements for structural Concrete. Farmington Hills, 2014.

ARAÚJO, D. L. *et al.* Strength evaluation of concrete corbels cast in a different stage from the column. São Paulo: **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 2, p. 509-546, 2017.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. v. 4, 4.ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ARIF, A. A. **Avaliação da Medida de Tenacidade do Concreto Reforçado com Fibra de Aço**. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Uberlândia: FECIV/UFU, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT, 2016

BARROS, J.A.O. (1995). **Comportamento de concreto reforçado com fibras – Análise experimental e simulação numérica**. Tese de Doutorado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Portugal.

BEBER, A. J. A. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono**. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1999.

BELLUCIO, E. K.; EL DEBS, M. K., Proposta de execução de consolos moldados em etapa separada dos pilares pré-moldados, **3º. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado**, São Carlos, 2013.

CALLISTER, W. D. **Materials Science and Engineering**. Nova York: Ed. John Wiley & Sons. Inc, 1997.

CAMPIONE, G., LA MENDOLA, L., & PAPIA, M. (2005). Flexural behaviour of concrete corbels containing steel fibers or wrapped with FRP sheets. **Mater. Struct.**, 38(280), 617–625.

CAMPOS FILHO, A.; Detalhamento das Estruturas de Concreto Pelo Método das Bielas e dos Tirantes. **Caderno de Engenharia**. Escola de Engenharia - UFRGS. Porto Alegre, 1996.

CARVALHO T., 2011, **Reforço à flexão de vigas de betão armado com compósitos de CFRP**. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. 185 pp.

CASANOVA, P. **Concretos reforçados com fibras metálicas: do material à estrutura. Estudo experimental e análise do comportamento de vigas submetidas a flexão e cisalhamento.** Tese de Doutorado. Escola Nacional de Pontes e Estradas, 1995.

CLÍMACO, J. C. T. S.; **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação.** (3ª ed.). Rio de Janeiro: Elsevier, & Brasília, DF: Ed. UNB, Capítulo 2, 2016.

COSTA, J. B. A. **Estudo experimental de consolos de concreto com fibras moldados em etapas distintas dos pilares.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 124f. 2009.

DIPROTEC – Produtos técnicos para construção. **Fibras Metálicas.** Disponível em: < <http://www.diprotec.com.br/produto/aditivos-e-complementares-fibras-metalicas/> > Acesso em: 17 de novembro de 2018.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** 2. ed. São Carlos: EESCUSP, 2017.

FATTUHI, N. I. Strength of SFRC corbels subjected to vertical load. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 3, p. 701-718, 1990.

FATTUHI, N. I. SFRC corbel tests. **ACI Structural Journal**, p.119-123, Mar/Apr., 1987.

FATTUHI, N. I., HUGHES, B. P. Ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fiber or stirrups. **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 6, p. 644-651., 1989.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAİNTE. Practical design of structural concrete. FIP Recommendations. London: SETO, 1999.

FERNANDES, R. M.; EL DEBS, M. K. Análise da Capacidade Resistente de Consolos de Concreto Armado Considerando a Contribuição da Armadura De Costura. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, v. 7, n. 25, p. 103-128, 2005.

FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras. In: ISAIA, G. C. (Editor). **Concreto – Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON. v. 2, p. 1195-1225, 2005.

FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. Die bewehrung von konsolen und gedrunenen balken. **Beton und Stahlbetonbau**, v.58, n.5, p.112-120, 1963.

HOCKENBERRY, T.; LOPEZ, M. M. Performance of fiber reinforced concrete beams with and without stirrups. **Journal of Civil, Environmental, and Architectural Engineering**, v. 4, n. 1, p. 1-11, 2012.

ILIYAS, S. S.; The Behavior of Reinforced Concrete Corbels with Steel Fibers and Shear Strength Prediction. **International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology**. Vol. 5, Issue 8, August 2016.

KRIZ, L. B.; RATH, C. H. Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels. **PCI Journal**. [s. L.], p. 16-61. fev. 1965.

LAUGHERY, L., & PUJOL, S.; Compressive strength of unreinforced struts. **ACI Structural Journal**, 112, 617-623, 2015.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E.; **Construções de concreto - Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. v. 2-3, 1 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

LUBIN, G. **Handbook of Composites**. Nova York: Ed. Van Nostrand Reinhold,1982.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT J. K. **Reinforcement Concrete. Mechanics & Design**. 6º Edição, 2012.

MACHADO, C.P.; **Consolos curtos e muito curtos**. Tese de Doutorado – EPUSP – Departamento de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1999.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ibracon, 674p. 2014.

MM FIBRAS PARA CONCRETO. **Fibras de Polietileno**. Disponível em: <<https://www.mmfibras.com/>> Acesso em: 25 agosto de 2018.

MÖRSCH, E.; **Concrete-Steel Construction, McGraw-Hill Book Co.**, New York, 1909.

MOSTAFAZADEH, M.; ABOLMAALI, A. Shear Behavior of Synthetic Fiber Reinforced Concrete. **Advances in Civil Engineering Materials**, v. 5, n. 1, p. 371-386, 2016.

MUTTONI, A., RUIZ, M. F., & NIKETIC, F.; Design versus assessment of concrete structures using stress fields and strut-and-tie models. **ACI Structural Journal**, 112, 605-616, 2015.

NAAMAN, A. E. Engineered Steel fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. **Journal of Advanced Concrete Technology. Japan Concrete Institute**, v.1, n. 9, p. 241-252, nov. 2003

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

OLIVEIRA, E. M. *et al.* **Consolos de concreto moldados em duas etapas: Influência do tratamento da interface e da adição de fibras de aço**. GOIÂNIA: UFG, 2012.

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

RITTER, W.; **Die Bauweise Hennebique (Construction Techniques of Hennebique)**. Schweizerische Bauzeitung, Zurich, 1899.

SCHÄFER, K., & SCHLAICH, J.; **Consistent design of structural concrete using strut-and-tie models**. Colóquio sobre comportamento e projeto de estruturas. Rio de Janeiro: PUC/RJ, 5, 1988.

SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., & JENNEWEIN, M.; Toward a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, 32, 74-150, 1987.

SHEIKAN ANCOR - Jet Comercial e Industrial LTDA. **Fibras de aço Steel Jet – Sheikan**. Disponível em: < <http://www.sheikan.com.br/fibras-de-aco-steel-jet> > Acesso em: 10 de setembro de 2018.

SILVA, R. C. DA, & GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. (1ª ed.). São Carlos, SP: EESC-USP, Capítulo 2, 2000.

SISTEMA FIRJAN. **Construção Civil: Desafios 2020**. Rio de Janeiro. Julho, 2014.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

TORRI ENGENHARIA E SANEAMENTO. **Fibras de Polipropileno**. Disponível em:< <http://www.torri.com.br/produto/categoria/20/macro-fibra-polipropileno/20>> Acesso em: 25 de agosto de 2018.

TUCHSCHERER, R. G., BIRRCHEER, D. B., & BAYRAK, O.; Reducing discrepancy between deep beam and sectional shear-strength predictions. **ACI Structural Journal**, 113, 2016.

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações.** Volume III. Studio Nobel. São Paulo, 10 p, 2002.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design.** 6 ed. New Jersey: Pearson, 2009

WILLIAMS, C., DESCHENES, D., & BAYRAK, O., 2012. **Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report.** University of Texas - Center for Transportation Research (CTR). Austin.