

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL**

YURY OURIQUES RODRIGUES

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE CONSOLOS MUITO CURTOS DE CONCRETO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

CAMPINA GRANDE, PARAÍBA

2017

YURY OURIQUES RODRIGUES

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE CONSOLOS MUITO CURTOS DE CONCRETO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Campina Grande como requisito
obrigatório para obtenção do título de bacharel
em Engenharia Civil

Área de concentração: Estruturas

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcos Antônio de Souza Simplício

CAMPINA GRANDE, PARAÍBA

2017

YURY OURIQUES RODRIGUES

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE CONSOLOS MUITO CURTOS DE CONCRETO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande como requisito obrigatório para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil, sob a orientação do Prof. Dr. Marcos Antônio De Souza Simplicio.

TCC defendido e aprovado em: ____ de _____ de 2017.

BANCA EXAMINADORA

Orientador – Prof. Dr. Marcos Antônio de Souza Simplicio
(Universidade Federal de Campina Grande – UFCG)

Examinador Interno – Profa. Ma. Cássia Mendonça dos Anjos
(Universidade Federal de Campina Grande – UFCG)

Examinador Externo – Prof. Dr. José Bezerra da Silva
(Universidade Federal de Campina Grande – UFCG)

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus, por todo amor e força que diariamente me concede, e aos meus pais, que são verdadeiros presentes de Deus em minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, meu criador, por estar comigo em todos os momentos de minha vida, por todo amor que tem para comigo e pelas oportunidades me concedidas.

Aos meus pais, Luis e Isa, que são meus grandes mestres e mentores, por todo amor, carinho e dedicação que sempre tiveram por mim, além de todo o esforço, apoio e incentivo em prol dos meus estudos.

Aos meus irmãos, Ytalo e Ygor, pelo amor, força e incentivo que sempre me deram.

A todos familiares pela força, ajuda e acolhimento que me concederam, em especial a meus padrinhos, Cruz e Risolene.

Aos amigos que me apoiaram e ajudaram ao longo de minha vida.

A todos os professores, do jardim de infância à graduação, que me ensinaram os conhecimentos básicos, científicos e da própria vida.

Ao professor Dr. Marcos Antônio de Souza Simplício, pelos ensinamentos na área de estruturas e pela orientação na realização deste trabalho.

A Universidade Federal de Campina Grande, prezada instituição que promoveu a minha formação em Engenharia Civil.

A WB Engenharia, pelo apoio concedido e doação de materiais.

Ao técnico de laboratório Edivaldo Pinheiro Carvalho, pelo auxílio na realização dos ensaios.

Porque sou eu que conheço os planos que tenho para vocês, diz o senhor, planos de fazê-los prosperar e não de causar dano, planos de dar a vocês esperança e um futuro.

Jeremias 20, 11

RESUMO

Os consolos são elementos estruturais bastante empregados nas ligações entre elementos pré-fabricados de concreto armado, porém sua produção industrial convencional apresenta dificuldades devido a grande quantidade de armadura requeridas em um espaço restrito, principalmente em consolos muito curtos. Diante do comportamento estrutural destes elementos, a utilização de fibras de aço adicionadas ao concreto se apresenta como uma solução para as dificuldades apresentadas, promovendo otimização do processo produtivo. O presente estudo consiste em analisar o desempenho estrutural de consolos muito curtos com fibras de aço adicionadas ao concreto e avaliar o uso dessas em substituição da armadura de costura. As variáveis analisadas foram a presença de armadura de costura e a presença de fibras de aço nos teores de 0,5% e 1,0%, respectivamente. Foram avaliados o panorama de fissuração, a força de fissuração e a capacidade resistente do consolo. A presença de fibras de aço alterou o panorama de fissuração dos consolos, promovendo formação lenta e progressiva de fissuras e apresentando indícios de melhor ductilidade e tenacidade, quando comparados aos consolos sem fibras. A resistência a fissuração aumentou devido à adição de fibras de aço ao concreto, assim como a presença de armadura de costura, porém os consolos com 1,0% de fibras de aço apresentaram resistência média de fissuração 85% maior que os sem armadura de costura e 21% maior que os com armadura de costura. A presença de fibras de aço promoveu aumento na capacidade resistente dos consolos, uma vez que a adição de 0,5% de fibras de aço acarretou no aumento de 152% do limite último, porém foi inferior à máxima resistência alcançada pelo consolo com armadura de costura.

Palavras-chave: pré-fabricados. consolo muito curto. concreto reforçado com fibras de aço.

ABSTRACT

The corbels are structural elements widely utilized in the connections between prefabricated elements of reinforced concrete structures, but their conventional industrial production presents difficulties due to the large amount of steel reinforcement required in a restricted space, especially in very short corbels. Considering the structural behavior of these elements, the use of steel fibers added to the concrete presents itself as a solution to the presented difficulties, promoting optimization of the productive process. The present study consists of analyzing the structural performance of very short corbels with steel fibers added to the concrete and evaluating their use in replacement of the horizontal stirrup. The variables analyzed were the presence of horizontal stirrups and the presence of steel fibers in the rates of 0.5% and 1.0%, respectively. The cracking pattern, the cracking force and the resistant capacity of the corbel were evaluated. The presence of steel fibers altered the cracking pattern of the corbels, promoting slow and progressive formation of fissures and showing signs of better ductility and tenacity when compared to corbels without fibers. The cracking resistance increased due to the addition of steel fibers to the concrete, as well as the presence of horizontal stirrups, but the corbels with 1.0% steel fibers had a mean cracking resistance 85% higher than those without horizontal stirrups and 21% higher than those with horizontal stirrups. The presence of steel fibers promoted an increase in resistance of the corbels, since the addition of 0.5% of steel fibers resulted in the increase of 152% of the rupture resistance, but it was inferior to the maximum resistance achieved by the corbel with horizontal stirrups.

Keywords: prefabricated. very short corbel. reinforced concrete with steel fibers.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de ligação viga-pilar	3
Figura 2 – Modelo de consolo geralmente utilizado	4
Figura 3 – Tipos de carregamento	5
Figura 4 – Armadura típica de consolos de concreto	6
Figura 5 – Ruptura por flexão	7
Figura 6 – Ruptura por fendilhamento da biela comprimida.....	8
Figura 7 – Ruptura por cisalhamento	9
Figura 8 – Ruptura por fendilhamento na ancoragem	9
Figura 9 – Ruptura devido à ação horizontal.....	10
Figura 10 – Ruptura por esmagamento local.....	10
Figura 11 – Ruptura por tração na flexão	11
Figura 12 – Ruptura por compressão na flexão	11
Figura 13 – Trajetória de tensões em consolos	12
Figura 14 – Regiões B e D em um consolo	13
Figura 15 – Treliça simples idealizada para o comportamento estrutural do consolo	14
Figura 16 – Analogia de treliça simples por Franz e Niedenhoff.....	17
Figura 17 – Modelo de treliça de consolo curto proposto por Lenhardt e Monning.....	18
Figura 18 – Modelo de treliça de consolo curto segundo a ABNT NBR 9062 (2006)	18
Figura 19 – Funcionamento da armadura no modelo atrito-cisalhamento	20
Figura 20 – Modelo atrito-cisalhamento aplicado à consolos	21
Figura 21 – Fibras de aço soltas curtas (a), longas (b) e longas coladas (c).....	26
Figura 22 – Mecanismo de reforço das fibras	27
Figura 23 – Curva tensão x deformação na compressão para vários percentuais de fibra	29
Figura 24 – Curva tensão x deformação na tração para vários percentuais de fibra	30
Figura 25 – Curva carga x flecha e desenvolvimento de tensões normais	31
Figura 26 – Tensões normais em viga submetida à flexão	31
Figura 27 – Modelo de ensaio	40
Figura 28 – Perspectiva tridimensional do modelo	40
Figura 29 – Fibras de aço DRAMIX [®] RC 65/60 BG	42
Figura 30 – Série de peneiras utilizada e amostra de brita granítica	44
Figura 31 – Ensaio de determinação da granulometria da areia	44
Figura 32 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (<i>Slump Test</i>)	45

Figura 33 – Ensaio de determinação da resistência à compressão do concreto	46
Figura 34 – Ensaio para determinação de escoamento e ruptura	47
Figura 35 – Fôrmas confeccionadas	47
Figura 36 – Detalhamento da armadura dos modelos M1, M3, e M4	48
Figura 37 – Detalhamento da armadura do modelo M2	49
Figura 38 – Armadura dos modelos	49
Figura 39 – Aplicação do óleo desmoldante	50
Figura 40 – Confeccção do concreto	50
Figura 41 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (<i>Slump Test</i>)	51
Figura 42 – Adição das fibras de aço ao concreto	51
Figura 43 – Final da concretagem de um dos modelos	52
Figura 44 – Esquema do ensaio realizado	53
Figura 45 – Prensa utilizada no ensaio	54
Figura 46 – Realização do ensaio do modelo	54
Figura 47 – Curvas granulométricas da brita granítica e da areia	55
Figura 48 – Amostras após o ensaio de resistência à compressão do concreto.....	56
Figura 49 – Barras após o ensaio de tração	57
Figura 50 – Panorama de fissuração do modelo M1	58
Figura 51 – Panorama de fissuração do modelo M2	59
Figura 52 – Panorama de fissuração do modelo M3	60
Figura 53 – Panorama de fissuração do modelo M4	62
Figura 54 – Gráfico da carga de fissuração de acordo com o modelo.....	63

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficientes do modelo atrito-cisalhamento recomendados pelo PCI (2010)	24
Quadro 2 – Valores limites para a resistência ao cisalhamento da interface.....	24
Quadro 3 – Classificação e geometria das fibras de aço para reforço de concreto	26
Quadro 4 – Características dos modelos da pesquisa	41
Quadro 5 – Componentes do concreto empregado.....	42
Quadro 6 – Características da fibra de aço utilizada	43
Quadro 7 – Datas de realização dos ensaios.....	53
Quadro 8 – Características dos agregados utilizados	55
Quadro 9 – Resistência à compressão do concreto aos 22 dias.....	56
Quadro 10 – Tensão de escoamento e de ruptura das barras de aço	57
Quadro 11 – Cargas médias de fissuração.....	64
Quadro 12 – Cargas médias de fissuração e resistências últimas dos modelos.....	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ACS	Australian Concrete Structures
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	Concreto Reforçado com Fibras de Aço
GPa	Gigapascal
kN	Quilonewton
MPa	Megapascal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PCI	Precast Concrete Institute
STM	Strut and Tie Models

LISTA DE SÍMBOLOS

a	distância entre a força aplicada e a face do pilar
d	altura útil do consolo
h	altura total do consolo
h_1	altura da face externa do consolo
F	força vertical aplicada no consolo
H	força horizontal aplicada ao consolo
a_{bie}	distância perpendicular entre o centro da biela e o tirante
h_{bie}	largura da biela
V_d	força vertical de projeto aplicada ao consolo
μ	coeficiente de atrito
A_s	área de aço
f_{yd}	tensão de escoamento de projeto para o aço
γ_n	coeficiente de majoração para consolos de concreto
τ_{wu}	tensão de cisalhamento atuante na interface do consolo com o pilar
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
t	idade efetiva do concreto, expressa em dias
ρ	relação entre a área de aço do tirante e a área da seção transversal do consolo
$A_{s,tir}$	área total de aço da armadura do tirante
A_{SV}	área de aço da armadura do tirante para resistir à força vertical aplicada
H_d	força horizontal de projeto aplicada ao consolo
A_{vf}	área da armadura perpendicular ao plano de fissuração

V_u	força cisalhante que atua no plano de fissuração;
V_u	força cisalhante que atua no plano de fissuração;
μ	coeficiente atrito cisalhamento efetivo
μ_e	coeficiente de atrito-cisalhamento efetivo
λ	fator redutor das propriedades mecânicas do concreto
A_c	área na interface da fissura potencial
V_n	força resistente ao cisalhamento
L	comprimento da fibra
D	diâmetro da fibra
ϕ	diâmetro da barra de aço
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	2
1.1.1 Objetivo Geral	2
1.1.2 Objetivos Específicos	2
CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	3
2.1 Considerações sobre Consolos.....	3
2.2 Mecanismo de Ruptura dos Consolos de Concreto	6
2.2.1 Ruptura por flexão.....	7
2.2.2 Ruptura por fendilhamento da biela comprimida.....	8
2.2.3 Ruptura por cisalhamento.....	8
2.2.4 Ruptura por fendilhamento na ancoragem	9
2.2.5 Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio.....	9
2.2.6 Ruína por esmagamento local	10
2.2.7 Ruptura por tração na flexão	11
2.2.8 Ruptura por compressão na flexão	11
2.3 Comportamento Estrutural dos Consolos	12
2.4 Modelos de Cálculo para Consolos de Concreto Armado	14
2.4.1 Modelo de biela e tirante	16
2.4.2 Modelo de atrito-cisalhamento.....	19
2.5 Dimensionamento de Consolos Muito Curtos	22
2.5.1 Dimensionamento segundo a ABNT NBR 9062 (2006).....	22
2.5.2 Dimensionamento segundo o Manual do PCI (2010)	23
2.6 Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA).....	25
2.6.1 Características das fibras de aço.....	25
2.6.2 Interação fibra-matriz.....	27

2.6.3 Resistência à compressão	28
2.6.4 Resistência à tração	29
2.6.5 Resistência ao cisalhamento	30
2.6.6 Comportamento à flexão	30
2.6.7 Aderência	32
2.7 Consolos de Concreto Reforçado com Fibras de Aço	32
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	40
3.1 Considerações Gerais	40
3.2 Materiais	41
3.2.1 Concreto	41
3.2.2 Fibras de aço.....	42
3.2.3 Aço	43
3.3 Caracterização dos Materiais	43
3.3.1 Agregados.....	43
3.3.2 Concreto	44
3.3.3 Aço	46
3.4 Execução dos Modelos Experimentais	47
3.4.1 Fôrmas.....	47
3.4.2 Armaduras	48
3.4.3 Concretagem.....	50
3.5 Metodologia de Ensaio dos Modelos	53
CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.1 Propriedades Físicas dos Agregados.....	55
4.2 Resistência à Compressão do Concreto	56
4.3 Resistência à Tração do Aço	57
4.4 Modelos Experimentais	58
4.4.1 Fissuração e forma de ruptura	58

4.4.2 Resistência última	65
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	68
5.1 Conclusões	68
5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros	69
CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

A industrialização da Construção Civil permite vantagens de ordem técnica, prática e sustentável que impulsionam o desenvolvimento do país. Em se tratando de estruturas de edificações, o emprego de elementos pré-fabricados de concreto armado permite atender, em tempo hábil e com alto padrão de qualidade, às necessidades do mercado. A pré-fabricação destes elementos proporciona melhor planejamento, menor geração de resíduos da construção, melhor aproveitamento dos materiais, controle de qualidade do produto (permitindo maior durabilidade), rapidez construtiva e redução significativa de fôrmas e cimbramentos, entre outras vantagens. Todavia, a produção de elementos pré-fabricados exige grande investimento, uma vez que necessita de uma infraestrutura industrial.

Uma peculiaridade da pré-fabricação é a necessidade de ligações entre os elementos. As ligações geralmente possuem comportamento complexo, uma vez que existem concentrações de tensões que podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos ligados por ela, definindo, portanto, a distribuição dos esforços ao longo da estrutura. Dessa forma, a análise, estudo e inovação da confecção das ligações são importantes para o desenvolvimento e evolução da pré-fabricação, pois assumem papel relevante na transmissão de esforços da estrutura e em sua estabilidade, refletindo no desempenho estrutural.

Os consolos são elementos em balanço projetados das laterais de pilares, vigas e paredes destinados a apoiar outro elemento ou equipamento. A produção industrial de consolos é dificultada devido às grandes taxas de armaduras requeridas em seu espaço restrito, principalmente em consolos muito curtos. Dessa forma, tem-se desenvolvido algumas pesquisas e análises empregando novas técnicas e materiais de modo a contornar este problema e melhorar o desempenho do setor produtivo e do próprio elemento estrutural.

O uso de fibras adicionadas ao concreto promove o aumento da ductilidade e da resistência à tração e, dependendo de sua geometria, podem atuar tanto ao nível de material (retardando o crescimento de microfissuras) quanto no nível de estrutura (costurando as fissuras e impedindo o seu rápido desenvolvimento), além de impedir a retração.

Nas últimas décadas o emprego de concreto com fibras de aço na confecção de consolos foi objeto de estudo de alguns pesquisadores com o objetivo de melhorar o desempenho deste elemento por meio da integração à armadura já existente ou até mesmo em substituição à armadura secundária (estribos). Os resultados das pesquisas até então realizadas mostraram-se satisfatórios, com aumentos significativos na capacidade de suporte, resistência

ao cisalhamento e ductilidade. As variáveis analisadas nas pesquisas, em geral, são a relação a/d , o teor de fibras empregado e a resistência do concreto utilizado. No entanto, o estudo do comportamento de consolos utilizando concreto fibroso atualmente ainda é ascendente.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é estudar o comportamento estrutural dos consolos muito curtos de concreto armado com adição de fibras de aço.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- verificar a contribuição da armadura de costura no comportamento estrutural dos consolos muito curtos;
- avaliar a influência das fibras de aço, adicionadas ao concreto, na resistência dos consolos;
- verificar o modo de ruptura dos consolos mediante a adição de fibras de aço;
- verificar a contribuição das fibras de aço, adicionadas ao concreto, na ductilidade do consolo;
- avaliar o desempenho estrutural do consolo através da substituição da armadura de costura pela adição de fibras de aço ao concreto.

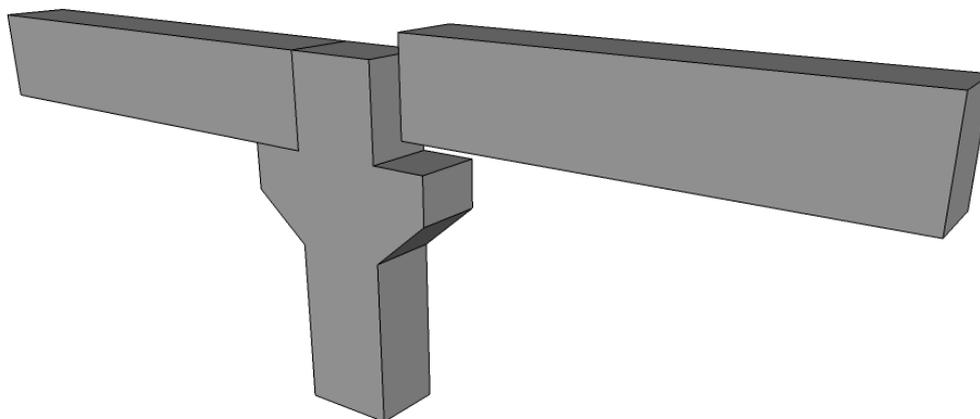
CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são abordadas as principais considerações sobre os consolos, seus mecanismos de ruptura, comportamento estrutural, modelos de cálculo, referências normativas para o dimensionamento e estudos envolvendo consolos de concreto empregando fibras de aço. Tais abordagens esclarecem e auxiliam a compreensão dos resultados dos ensaios realizados nos consolos muito curtos.

2.1 Considerações sobre Consolos

Os consolos são elementos em balanço projetados das laterais de pilares, vigas e paredes para apoio de outro elemento ou equipamento, cuja principal função é a transferência de forças verticais e horizontais. São muito utilizados em diversos tipos de ligações, como: viga-pilar, viga-viga, laje-viga, laje-pilar e laje-parede. A Figura 1 ilustra um exemplo empregando consolos na ligação entre um pilar e duas vigas.

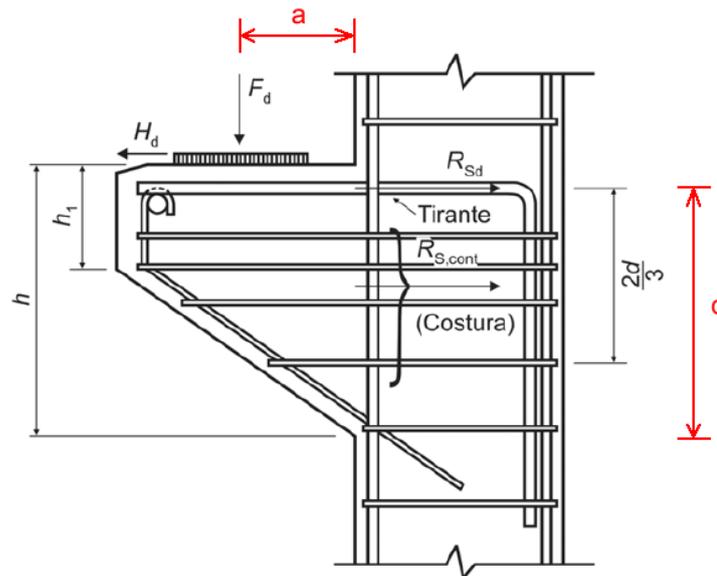
Figura 1 – Exemplo de ligação viga-pilar



Fonte: Autor

Os consolos são classificados em longos, curtos e muito curtos de acordo com a razão a/d definida como a relação entre a distância a da força até a face do pilar e a altura útil d do consolo, que está relacionada com o mecanismo de ruptura observado. Dessa forma, os consolos podem ser moldados monoliticamente ou em etapa diferente à peça de suporte. Neste segundo caso, é confeccionada, primeiramente, a peça de suporte (viga, pilar ou parede) e, posteriormente, o consolo é moldado sobre o concreto já endurecido, surgindo, então, uma junta de concretagem (OLIVEIRA, 2012, p. 24). A Figura 2 apresenta um modelo de consolo com sua armadura usualmente empregada.

Figura 2 – Modelo de consolo geralmente utilizado



Fonte: Adaptado da NBR 9062 (ABNT, 2006)

De acordo com a literatura, conforme a relação a/d , os consolos são classificados em:

- longos: $1,0 < a/d \leq 2,0$;
- curtos: $0,5 < a/d \leq 1,0$;
- muito curtos: $a/d < 0,5$.

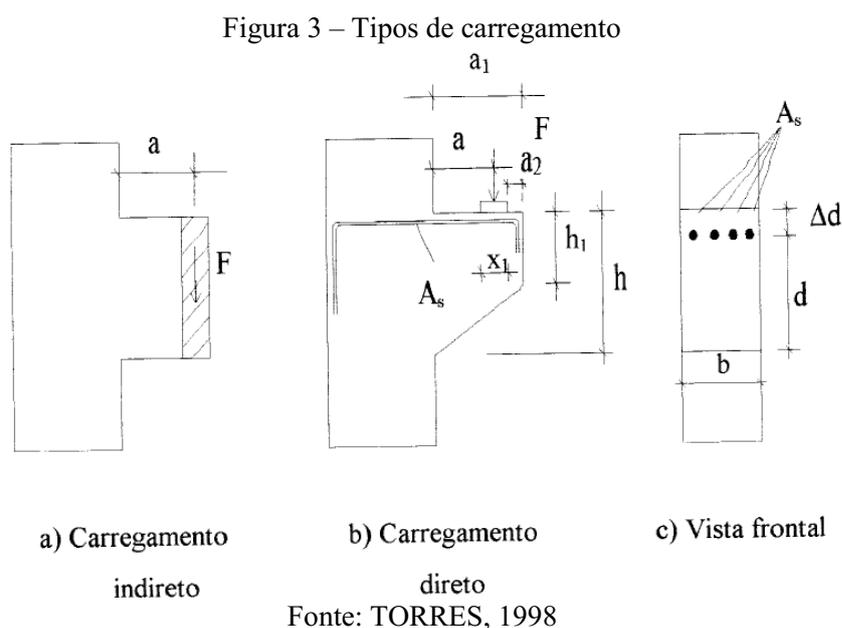
Esta classificação está relacionada ao comportamento dos consolos quando submetidos ao carregamento, principalmente pelo mecanismo de ruptura observado nos ensaios, e define o modelo de cálculo a ser empregado de acordo com a ABNT NBR 9062 (2006).

Entretanto, o modelo de biela-tirante proposto por Machado (1999 apud MACHADO e PIMENTA, 2000, p. 2), comprovado experimentalmente, apresenta resultados muito bons para ($1/3 \leq a/d < 0,5$) e por isso ampliou-se a faixa de aplicação do modelo biela-tirante, redefinindo-se os consolos curtos como sendo os consolos com relação $1/3 \leq a/d \leq 1$ e os muito curtos com $a/d < 1/3$.

Os consolos curtos e muito curtos são elementos tridimensionais, pois suas dimensões têm a mesma ordem de grandeza (TORRES, 1998, p. 2). Por estas razões, são zonas de acolhimento das discontinuidades estáticas e geométricas e a hipótese assumida para os membros em flexão de que as seções permanecem planas após a deformação não é válida neste caso (HAFEZ et al, 2012, v. 40, p. 969, tradução nossa). Além disso, segundo Fernandes e El Debs (2005), após a fissuração do concreto, o comportamento do consolo se modifica, ocorrendo uma diminuição de rigidez e outros mecanismos mais complexos. Sendo assim, o projeto desses elementos estruturais deve ser objeto de recomendações específicas.

Os consolos podem ter altura fixa ou variável. Esse segundo caso se justifica porque no canto inferior dos consolos retangulares praticamente não existem tensões.

De acordo com a forma de aplicação da ação vertical, os consolos podem apresentar carregamentos diretos ou indiretos. No caso do carregamento indireto, a ação vertical está aplicada ao longo de toda altura do consolo ou está concentrada na face inferior deste elemento, impossibilitando a execução de chanfros (TORRES, 1998, p. 2). A Figura 3 ilustra os tipos de carregamento descritos.



A armadura de aço empregada nos consolos é disposta de forma a resistir aos esforços de tração que surgem devido à aplicação do carregamento. Dessa forma, existe o tirante principal, disposto no topo do consolo para absorver as tensões de tração que surgem nessa região devido aos esforços verticais e, eventualmente, horizontais.

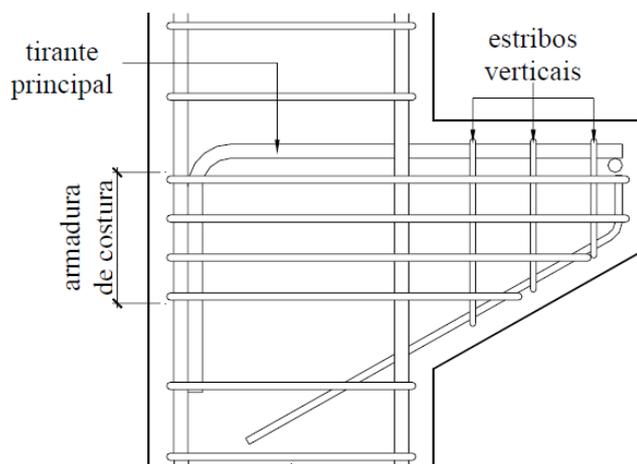
Os esforços horizontais podem ser decorrentes da ação do vento, pontes rolantes ou do impedimento da variação de comprimento da peça estrutural que está apoiada sobre o consolo, devido à variação de temperatura e/ou retração. Sendo assim, são utilizados elastômeros nos pontos de apoio sobre o consolo para minimizar os esforços horizontais, pois permitem, dentro de certos limites, deslocamentos horizontais e pequenas rotações, além de proporcionar uma distribuição mais uniforme das pressões na superfície de contato.

Além disso, normalmente se utilizam estribos verticais e horizontais, adicionalmente à armadura do tirante principal, mas conforme indicam Leonhardt e Mönning (1978 apud COSTA 2009, p. 28):

Estribos verticais são inúteis para a transmissão da força ao consolo; servem apenas para enrijecer a armadura. Já os estribos horizontais abaixo da armadura do banzo, distribuídos ao longo da altura têm sentido; em consolos com $a/h \approx 0,7$ a $0,5$ eles aumentam a capacidade resistente das bielas de compressão, quando dispostos com pequeno espaçamento.

Esses estribos horizontais, distribuídos ao longo da altura restante do consolo, são chamados de armadura de costura. Ela tem a principal finalidade de “costurar” as fissuras que venham a ocorrer na interface consolo-pilar e promover, quando estiver adequadamente ancorada, um confinamento na biela de compressão, garantindo, conseqüentemente, uma ductilidade à peça (FERNANDES e EL DEBS, 2005, v. 7, p. 103). A Figura 4 apresenta a armadura típica de consolos de concreto.

Figura 4 – Armadura típica de consolos de concreto



Fonte: COSTA, 2009

Muitos estudos na literatura destinam-se a determinar experimental e analiticamente a resistência dos consolos quando submetidos a forças verticais e horizontais e a ressaltar o papel dos parâmetros que influenciam o desempenho destes elementos, incluindo a forma e a dimensão, o tipo de armadura principal e secundária, presença e tipo de fibras e a resistência do concreto.

2.2 Mecanismo de Ruptura dos Consolos de Concreto

De acordo com os pesquisadores Hughes e Fattuhi (1983 apud COSTA, 2009, p. 40), os consolos apresentam quatro modos de ruptura principais: ruptura por flexão, fendilhamento da biela de concreto, cisalhamento e corte inclinado. Vale salientar que o modo de ruptura por corte inclinado é considerado intermediário entre o cisalhamento e o fendilhamento da biela.

Adicionalmente aos modos de ruptura apresentados acima, Park e Paulay (1983, apud TORRES 1998, p. 6) sugerem outros tipos: ruptura por falta de ancoragem, ruptura devido à ação horizontal e ruptura por esmagamento local.

Machado (1998, apud INFORSATO, 2009, p. 25) cita ainda mais dois mecanismos de ruptura: ruptura por tração na flexão e ruptura por compressão na flexão.

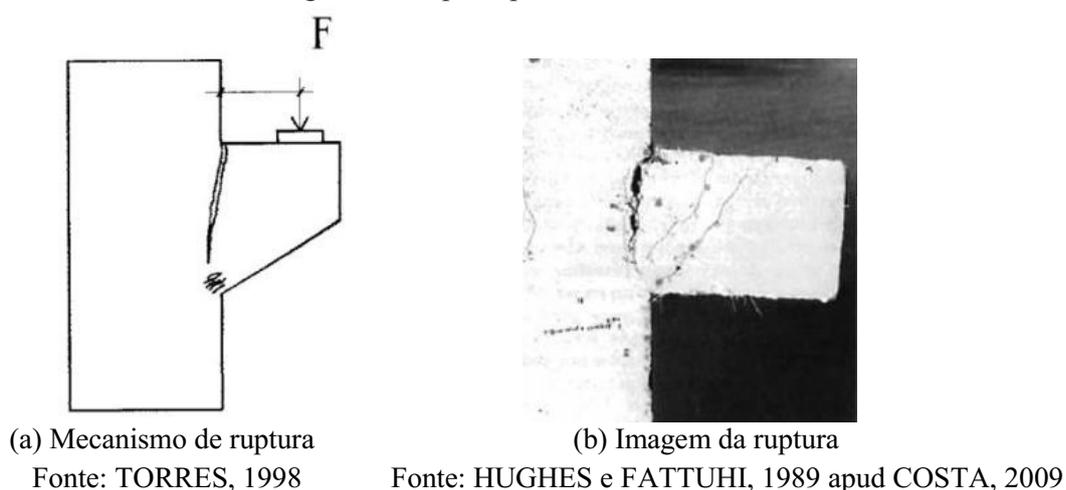
Segundo Costa (2009), o modo de ruptura do consolo depende essencialmente da quantidade de armadura utilizada, resistência à compressão do concreto e da razão a/d . Além disso, o autor afirma que em alguns casos é difícil se definir entre dois modos de ruptura, especialmente em consolos com fibras.

A seguir são descritos cada mecanismo de ruptura anteriormente citados.

2.2.1 Ruptura por flexão

Este tipo de ruptura é caracterizado por uma fissura principal muito aberta na parte superior e se estendendo ao longo da interface do consolo com o pilar, resultante do escoamento do aço do tirante principal, acompanhado do esmagamento do concreto na parte inferior do consolo. O esmagamento do concreto pode ocorrer antes ou após o escoamento da armadura principal. A Figura 5-a ilustra este tipo de ruptura, enquanto a Figura 5-b apresenta uma imagem de um consolo rompido por flexão.

Figura 5 – Ruptura por flexão



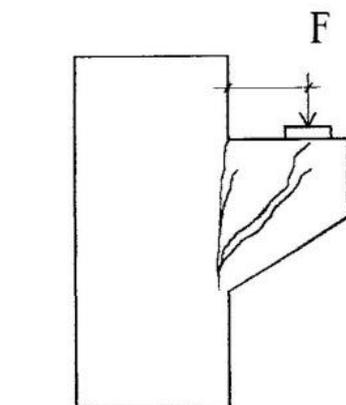
De acordo com Costa (2009), a ruptura por flexão é o modo mais desejável do ponto de vista da segurança, porque demonstra grandes deformações e fissuras que são indicativos do colapso consequente, favorecendo reparos preventivos na estrutura. Dessa forma, segundo Machado (2000 apud SANTOS e VIEIRA, 2016), os consolos devem ser projetados de modo

a garantir que a armadura do tirante entre em escoamento antes da ruptura do concreto à compressão, evitando rupturas não dúcteis, sem aviso.

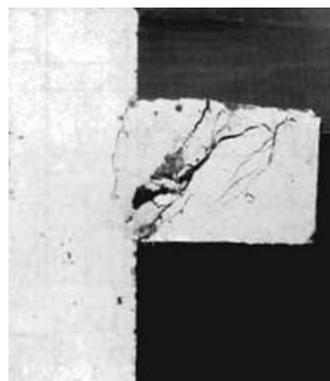
2.2.2 Ruptura por fendilhamento da biela comprimida

Neste caso, inicialmente se desenvolve uma fissura de flexão seguida de fendilhamento inclinado da biela comprimida e, por fim, de uma ruptura cisalhamento-compressão. A ruptura é definida por uma trinca principal que ocorre ao longo de uma linha que se estende desde o bordo da placa de apoio até a junção das faces inferior do consolo e do pilar. A Figura 6-a ilustra este tipo de ruptura e a Figura 6-b apresenta uma imagem de um consolo rompido por fendilhamento da biela comprimida.

Figura 6 – Ruptura por fendilhamento da biela comprimida



(a) Mecanismo de ruptura
Fonte: TORRES, 1998



(b) Imagem da ruptura

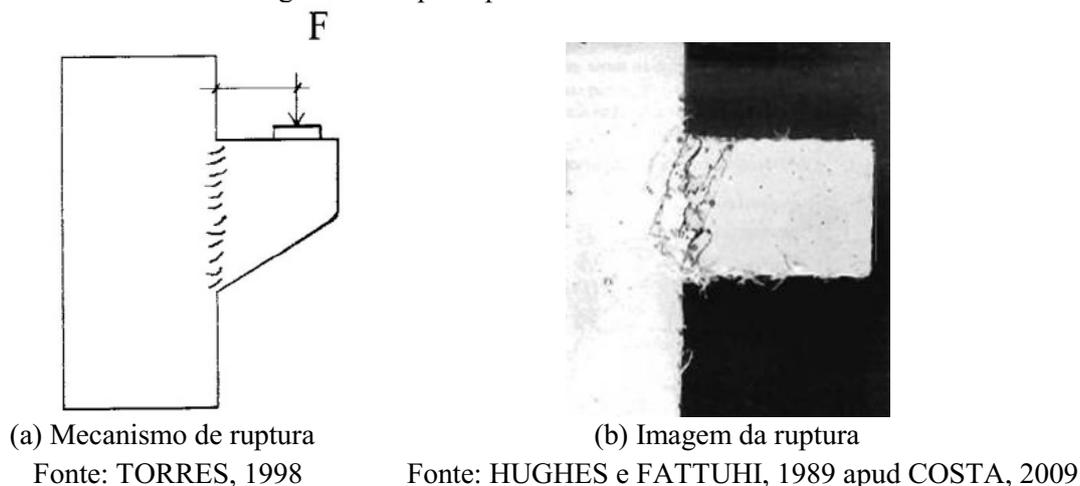
Fonte: HUGHES e FATTUHI, 1989 apud COSTA, 2009

De acordo com Oliveira (2012), esse tipo de ruína ocorre, normalmente, devido à seção insuficiente de concreto na região da biela comprimida ou por falta de armadura distribuída ao longo da altura do consolo. Essa armadura aumenta a ductilidade da peça e a capacidade resistente da biela, pois proporciona confinamento à biela, minimizando o efeito de fendilhamento na mesma.

2.2.3 Ruptura por cisalhamento

Este tipo de ruptura é caracterizado pelo aparecimento de várias fissuras inclinadas ao longo do plano de interface entre o consolo e o pilar, provocando o escorregamento do consolo. Ocorre, geralmente, quando os consolos são muito curtos ou possuem alta taxa de armadura à flexão. A Figura 7-a ilustra este tipo de ruptura enquanto a Figura 7-b apresenta uma imagem de um consolo rompido por cisalhamento.

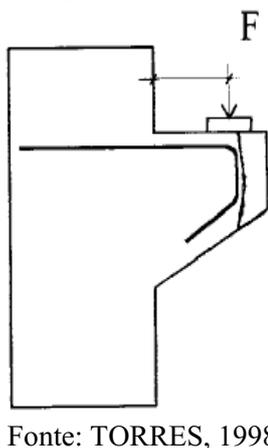
Figura 7 – Ruptura por cisalhamento



2.2.4 Ruptura por fendilhamento na ancoragem

Também chamada de ruptura por falta de ancoragem, é caracterizada pela presença de fissuras que seguem o contorno da armadura do tirante. Ocorre quando o consolo está submetido ao carregamento muito próximo de sua extremidade e a ancoragem do tirante principal não é suficiente nessa região ou devido ao detalhamento inadequado da armadura. A Figura 8 apresenta este mecanismo de ruptura.

Figura 8 – Ruptura por fendilhamento na ancoragem



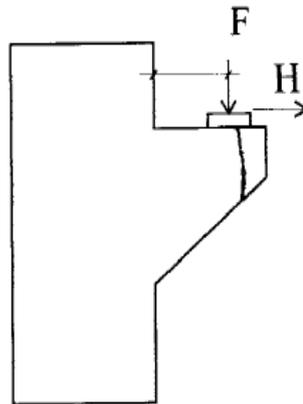
2.2.5 Ruptura por insuficiência de altura na região da placa de apoio

Também chamada de ruptura devido à ação horizontal. É típica de consolos com seção variável, principalmente quando a altura do bordo externo é muito pequena em relação à sua altura junto ao pilar. Isso ocorre porque, segundo Torres (1998), uma ação horizontal agrava consideravelmente os mecanismos de ruína citados anteriormente. Esforços horizontais nem

sempre são conhecidos e pode ser decorrentes de pontes rolantes, retração da peça de concreto apoiada sobre o consolo ou ação do vento.

A ruptura é caracterizada pelo surgimento de fissuras que atravessam o consolo chegando até o bordo inferior, porém não se desenvolvem até o pilar. A Figura 9 apresenta esse mecanismo de ruptura.

Figura 9 – Ruptura devido à ação horizontal

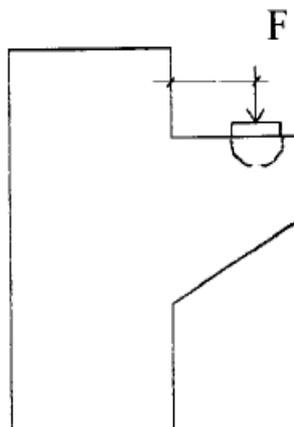


Fonte: TORRES, 1998

2.2.6 Ruína por esmagamento local

Nesse caso, há o esmagamento localizado do concreto sob a placa de apoio onde o carregamento é aplicado devido à tensão de compressão elevada. Ocorre, portanto, quando a área de contato para a transmissão e distribuição da força vertical é muito pequena. A Figura 10 apresenta este mecanismo de ruptura.

Figura 10 – Ruptura por esmagamento local

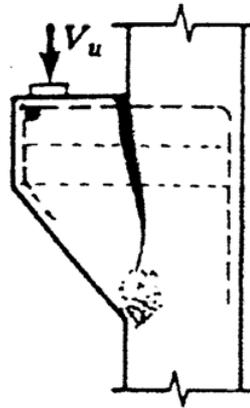


Fonte: TORRES, 1998

2.2.7 Ruptura por tração na flexão

Na seção de engastamento surge uma fissura principal de flexão com abertura progressivamente aumentada devido ao escoamento da armadura até a ruptura por compressão do concreto. Segundo Inforsato (2009), essa ruptura ocorre em peças com baixas taxas da armadura principal. O consolo sofre uma rotação em torno de algum eixo dentro do pilar junto ao engastamento e inferior do consolo. A Figura 11 ilustra este mecanismo de ruptura.

Figura 11 – Ruptura por tração na flexão

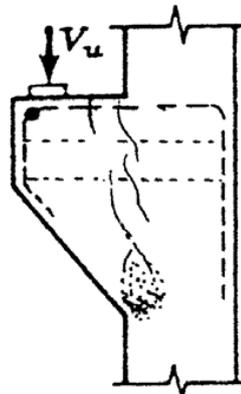


Fonte: MACHADO, 1998 apud INFORSATO, 2009

2.2.8 Ruptura por compressão na flexão

Nesse caso, algumas fissuras de flexão se abrem e ocorre o esmagamento do concreto antes de se atingir o escoamento da armadura principal e o aumento da abertura das fissuras. Sendo assim, esta ruptura ocorre com baixíssimas rotações do consolo. A Figura 12 ilustra este mecanismo de ruptura.

Figura 12 – Ruptura por compressão na flexão



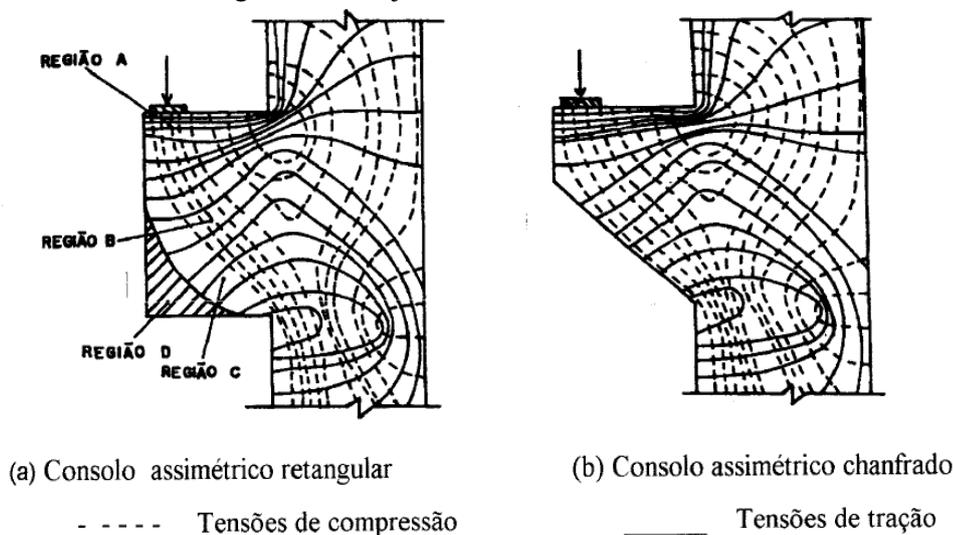
Fonte: MACHADO, 1998 apud INFORSATO, 2009

2.3 Comportamento Estrutural dos Consolos

De acordo com Franz (1970 apud COSTA 2009, p. 33), os consolos e vigas curtas, cujas alturas são maiores que seus comprimentos, têm um comportamento estrutural diferenciado em relação aos esforços internos normalmente observados em vigas. Por estas razões, são zonas hospedeiras de descontinuidades estáticas e geométricas (bem conhecidas na literatura como regiões D) e a hipótese assumida para membros em flexão de que seções permanecem planas após deformação não é válida neste caso (CAMPIONE; LA MENDOLA; MANGIAVILLANO, 2007, p. 570, tradução nossa).

Franz e Niedenhoff (1963, apud Torres, 1998, p. 8) realizaram estudos experimentais de fotoelasticidade que permitem definir e avaliar as tensões existentes nos consolos com relação $a/d = 0,5$ por meio das trajetórias traçadas, levando-se em conta apenas a força vertical, sem considerar o carregamento axial de compressão no pilar. A Figura 13 ilustra as trajetórias de tensões em consolos.

Figura 13 – Trajetória de tensões em consolos



Fonte: TORRES, 1998

Com base nesse estudo, de acordo com Torres (1998), pode-se indicar as seguintes regiões de tensão, apresentadas na Figura 13:

- região A: apresenta tensões de tração quase constantes na região superior do consolo, entre o ponto do carregamento e a face do pilar, caracterizando a área onde deve ser colocada a armadura principal;
- região B: apresenta tensões de compressão inclinadas quase constantes, que se iniciam no ponto de aplicação da carga, caracterizando a formação de uma biela comprimida;

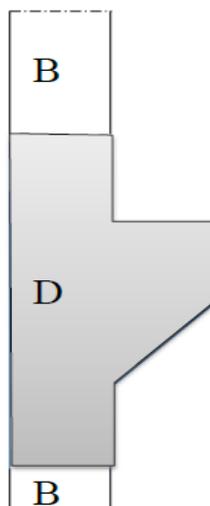
- região C: representa a região onde ocorre mudança de direção da força de compressão, provocando o surgimento de tensões de tração inclinadas, relativamente pequenas;
- região D: apresenta-se em consolos com cantos retos e está situada na parte inferior externa da estrutura. Nesta região praticamente não existem tensões, justificando o uso de consolos com altura variável, denominados consolos chanfrados.

Observa-se que as tensões principais de tração são perpendiculares às de compressão e de valor relativamente pequeno no corpo do consolo, podendo ser absorvidas por armaduras em forma de estribo ou por fibras adicionadas ao concreto, devidamente dosadas. Por isso alguns pesquisadores indicam que deve haver uma armadura horizontal para resistir a essas tensões.

Schlaich e Shäffer (1991 apud SANTOS, 2014, p. 49) classificam as regiões da estrutura de concreto em B (Bernoulli) e D (Descontinuidade). Dessa forma, as regiões B são locais em que pode ser aplicado o princípio de Bernoulli, ou seja, as seções originalmente planas permanecem planas após as deformações, os esforços cisalhantes são desprezíveis e as deformações variam de forma linear ao longo da altura da seção transversal.

As regiões D são caracterizadas por uma distribuição essencialmente não-linear de tensões, fazendo com que essa região da estrutura não se comporte segundo o princípio de Bernoulli, apresentando esforços de cisalhamento significativos, que mudam a direção das tensões máximas de tração e de compressão. Sendo assim, é necessária a presença de armaduras transversais que auxiliem a resistir ao cisalhamento. A Figura 14 ilustra as regiões B e D em um consolo de concreto armado.

Figura 14 – Regiões B e D em um consolo



Fonte: MEIRINHOS, 2008 apud SANTOS, 2014

O dimensionamento das regiões B, segundo Santos (2014), torna-se simples devido à separação clara entre as zonas de tração e de compressão, necessitando apenas de armadura longitudinal na região de tração. Nas regiões afastadas dos pontos de aplicação das cargas, as descontinuidades vão sendo reduzidas. Esse fenômeno é conhecido por princípio de Saint Venant, sendo responsável por dividir as estruturas em regiões do tipo D e B. De acordo com esse princípio, segundo Costa (2009), as regiões D são admitidas até uma distância da descontinuidade geométrica igual à dimensão da região B adjacente.

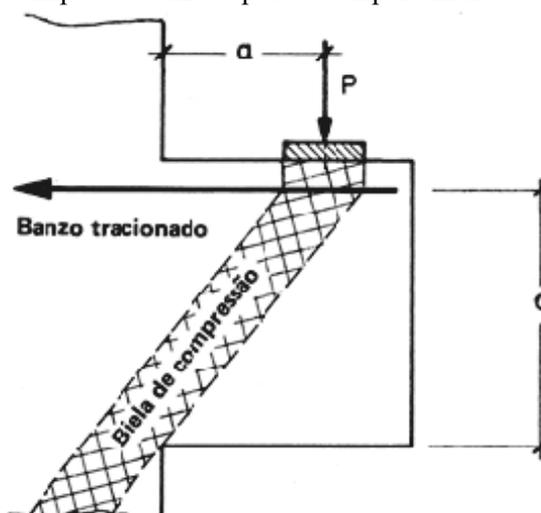
Dessa forma, os autores consideram os consolos como regiões tipicamente de descontinuidade (regiões D), e que podem ser muito bem representadas por um modelo de bielas e tirantes. (COSTA, 2009, p. 36).

2.4 Modelos de Cálculo para Consolos de Concreto Armado

Diante do comportamento estrutural desenvolvido por Franz e Niedenhoff, foi proposto um modelo de treliça simples como analogia para o comportamento de consolo de concreto. A partir daí, surgiram demais pesquisas, métodos e modelos de cálculo e dimensionamento para consolos de concreto armado.

Observa-se que as tensões de tração no bordo superior, praticamente horizontais, e as tensões de compressão inclinadas sugerem que o consolo resiste à força solicitante como uma treliça simples, evidenciado por Franz e Niedenhoff. Esta treliça é apresentada na Figura 15.

Figura 15 – Treliça simples idealizada para o comportamento estrutural do consolo



Fonte: LEONHARDT e MÖNNING, 1979 apud COSTA, 2009

Trata-se, portanto, de um modelo de biela e tirante (*Strut and tie models – STM*) aplicado a consolos, também conhecido como modelo de treliça. Essa simplificação é possível porque surgem nos consolos regiões tracionadas e regiões comprimidas que formam, aproximadamente, uma treliça no interior do consolo (ARAÚJO et al., 2016, p. 454).

Todavia, em consolos nos quais o comprimento é igual ou inferior a metade da altura (consolos muito curtos), a forma de ruptura não evidencia o modelo de bielas e tirantes, uma vez que a diagonal comprimida se aproxima da vertical e o esforço cortante se torna predominante na interface entre o consolo e o pilar, segundo Costa (2009). Dessa forma, a armadura de costura tem uma significativa parcela de participação na resistência do elemento. Sendo assim, o melhor modelo a ser empregado é o modelo de atrito-cisalhamento.

Os modelos de normas, como o do ACI (*American Concrete Institute*), PCI (*Precast Concrete Institute*), ACS (*Australian Concrete Structures*), EUROCODE 2, a norma espanhola EH-91 e a norma ABNT NBR 9062 (2006), utilizam o modelo de biela e tirante para o dimensionamento de consolos. Entretanto, elas se diferenciam, essencialmente, em suas recomendações, verificações, concepções da treliça proposta e coeficientes de segurança.

O ACI-318 (1995, apud MACHADO e PIMENTA, 2000) e a ABNT NBR 9062 (2006) recomendam a aplicação do modelo atrito-cisalhamento para consolos com $a/d \leq 0,5$, o ACI há mais de duas décadas e a ABNT desde 1985. Costa (2009) afirma que a utilização deste modelo está prevista nas recomendações das normas do ACI e do PCI.

De acordo com a ABNT NBR 9062 (2006) o modelo de cálculo para os consolos é definido de acordo com a relação a/d , conforme apresentado a seguir:

- para os consolos com relação $1,0 < a/d \leq 2,0$, o dimensionamento deve ser feito como viga em balanço como disposto na ABNT NBR 6118 (2014);
- para os consolos com relação $0,5 < a/d \leq 1,0$ (consolos curtos), o dimensionamento deve ser feito conforme o modelo matemático de uma treliça de duas barras, uma tracionada (tirante) e outra comprimida (biela);
- para os consolos com relação $a/d \leq 0,5$ (consolos muito curtos), o dimensionamento deve ser feito supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte, podendo-se considerar o efeito favorável do engrenamento dos agregados desde que a interface seja atravessada por barras de aço perpendiculares à ela.

A seguir são apresentados os modelos de biela e tirante e o de atrito-cisalhamento, assim como alguns trabalhos desenvolvidos por pesquisadores aperfeiçoando os respectivos modelos.

2.4.1 Modelo de biela e tirante

O modelo de biela e tirante consiste numa idealização do comportamento do concreto, nos trechos de descontinuidade. Dessa forma, são consideradas bielas nos campos comprimidos e tirantes nos campos tracionados, cujas respectivas posições são escolhidas de acordo com o fluxo de tensões na região. Os nós são regiões de união entre as bielas e tirantes, onde há a interseção dos campos de tração e compressão, formando uma treliça idealizada. Esse modelo é o mais empregado para o cálculo de consolos curtos, conforme visto anteriormente.

Segundo Torres (1998), a capacidade resistente dos elementos comprimidos depende da resistência do concreto e da área da seção transversal da biela. Já a capacidade resistente da armadura é uma função da área de aço adotada e da resistência ao escoamento.

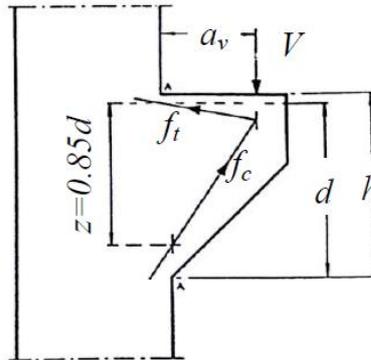
O nível de refinamento dos resultados esperados e as condições de apoio que se dispõe determinam a configuração da treliça a ser utilizada. De acordo com Souza (2004 apud OLIVEIRA, 2012, p. 37), a escolha de um modelo de treliça apropriado pode ser feita baseando-se em:

- modelos disponíveis em normas;
- trajetória das tensões;
- análises elásticas utilizando o Método dos Elementos Finitos;
- análises não-lineares que considerem a fissuração do concreto;
- ensaios experimentais;
- processos de otimização.

O cálculo das forças de tração e compressão na treliça idealizada é feito através do equilíbrio das forças internas e externas. Na posição dos tirantes são colocadas armaduras, dimensionadas para resistir aos esforços de tração. A capacidade resistente da biela, normalmente constituída de concreto, é verificada quanto à força de compressão e depende da resistência do concreto e da área da sua seção transversal. (COSTA, 2009, p. 37).

Uma das primeiras pesquisas que estudaram o comportamento dos consolos foi desenvolvida por Franz e Niedenhoff (1963 apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015), apresentando um modelo de treliça simples como analogia para o projeto de consolo de concreto. Essa proposta representou um grande avanço em relação aos tradicionais anteriores. A Figura 16 apresenta o modelo de treliça proposto para o projeto de consolos de concreto.

Figura 16 – Analogia de treliça simples por Franz e Niedenhoff



Fonte: FRANZ e NIEDENHOFF, 1963 apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015

Kriz e Rath (1965 apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 181) realizaram ensaios exploratórios, com consolos submetidos apenas a cargas verticais e com consolos submetidos a cargas horizontais e verticais. A análise de dados dos testes realizados em consolos com armadura horizontal (estribos) mostrou que estes são tão eficazes na resistência à carga vertical como a armadura de tensão principal (tirante).

Outros ensaios realizados pelos mesmos autores revelaram que a armadura de costura não contribui significativamente para a capacidade resistente do consolo quando também atuam neste, forças horizontais. Dessa forma, foi decidido que qualquer contribuição dos estribos deveria ser considerada como uma reserva, concluindo que deveria ser sempre prevista uma quantidade mínima de estribos.

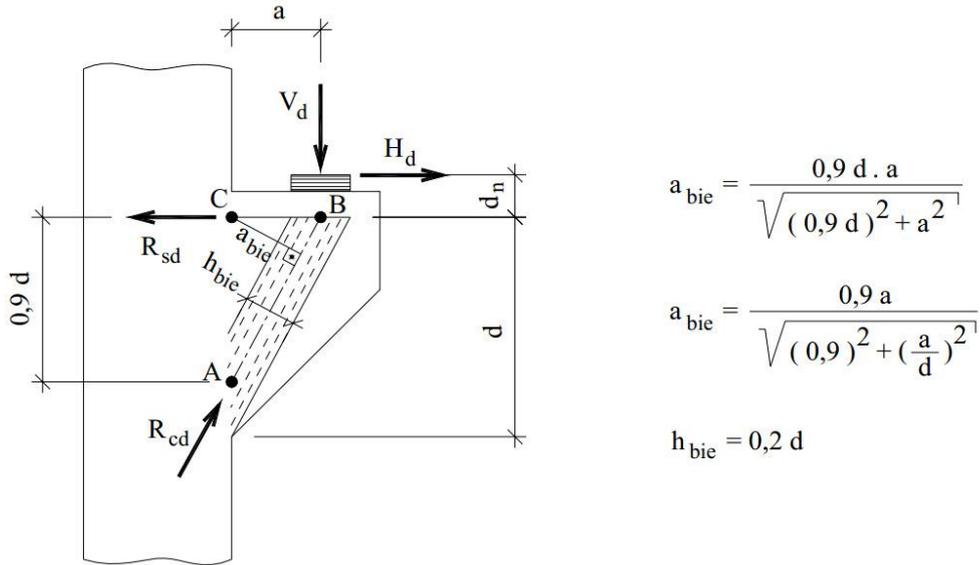
Mattock et al. (1976 apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 183) realizaram um estudo experimental sobre o comportamento de consolos de concreto armado submetidos a cargas verticais e horizontais, cujas variáveis analisadas foram o coeficiente de cisalhamento para a relação de profundidade efetiva (a/d), relação de cargas verticais a horizontais, (V/H), a quantidade de armadura principal e secundária (estribos) e o tipo de agregado. Dessa forma, percebeu-se a contribuição da armadura de costura levando os pesquisadores a propor que estas barras de aço deveriam ser uniformemente distribuídas dentro dos dois terços superiores da profundidade total do consolo, objetivando impedir sua falha por tensão diagonal prematura e que a resistência à tração da armadura principal seja desenvolvida.

No mesmo ano, Mattock propôs um procedimento de projeto simples para consolos com razão (a/d) de unidade ou menos, submetido a uma combinação de cargas verticais e horizontais, com base em um modelo mecânico simples (modelo de flexão), que foi adotado pelo código ACI 318 (YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 183).

Lenhardt e Monning (1978 apud SILVA, 2015, p. 31) propuseram um modelo de treliça com duas barras para o dimensionamento de consolos. Estes pesquisadores indicam

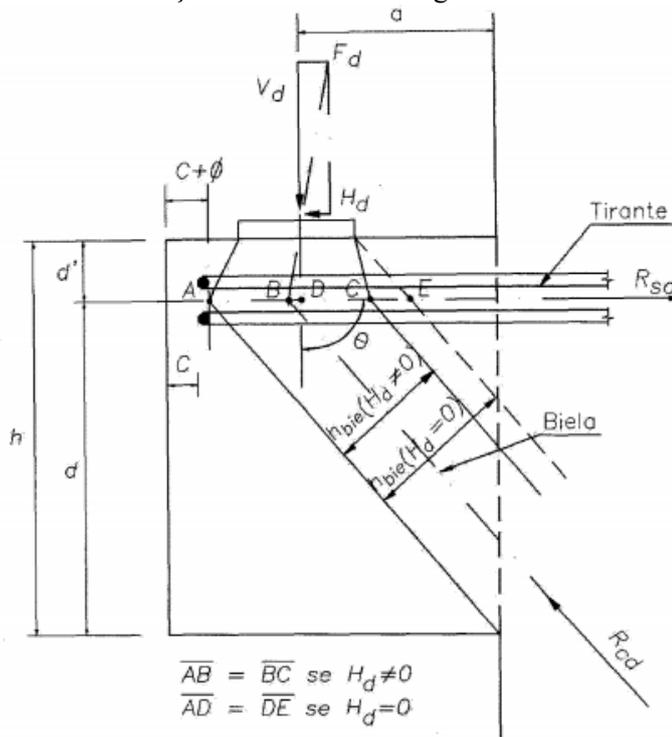
que deve haver uma armadura horizontal para resistir a essas tensões, distribuída até uma altura de $d/4$ a partir do bordo superior, sendo “ d ” a altura útil do consolo. A Figura 17 ilustra esse modelo. Nesta figura, a_{bie} é a distância perpendicular entre o centro da biela e o tirante e h_{bie} é a largura da biela. A ABNT NBR 9062 (2006) também adota o mesmo modelo de treliça, no entanto a largura da biela é obtida de forma distinta, conforme ilustra a Figura 18.

Figura 17 – Modelo de treliça de consolo curto proposto por Lenhardt e Monning



Fonte: EL DEBS, 2000 apud OLIVEIRA, 2012

Figura 18 – Modelo de treliça de consolo curto segundo a ABNT NBR 9062 (2006)



Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2006)

Hagberg (1983 apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 184), demonstrou a aplicação da analogia de treliça, descrevendo um modelo matemático para determinar sua capacidade, que pode ser aplicado a todos os tipos de armadura (principal e secundário), cobrindo a gama prática de relação (a/d) de 0,15 à 1,5 e para qualquer combinação de cargas horizontais e verticais.

Fernandes e El Debs (2005 apud ARAÚJO et al., 2016, p. 458) apresentaram uma proposta que parte do modelo apresentado por Lenhardt e Monning (1978) e reescreveram as equações de modo a levar em conta a contribuição da armadura de costura que se encontra na região até $2d/3$ do topo do consolo.

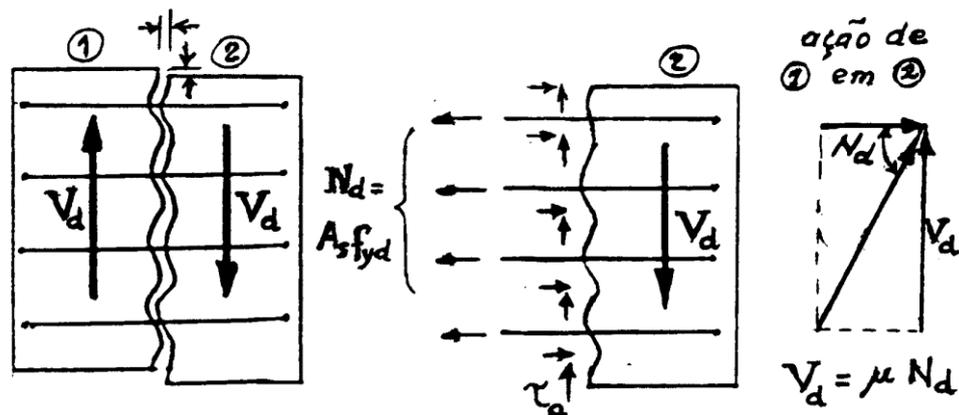
Campione et al. (2005 apud ARAÚJO et al., 2016, p. 461) propõem dois modelos de cálculo para consolos, sendo um para consolos sem armadura de costura e outro para consolos com armadura de costura. No primeiro caso, é feito um equilíbrio das barras da treliça, basicamente. Já no segundo caso, é proposta a formação de uma treliça secundária representada pela resultante de forças na armadura de costura.

2.4.2 Modelo de atrito-cisalhamento

Mast (1968, apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 185) introduziu uma técnica para desenvolver uma abordagem racional simples, baseada em modelos físicos (hipóteses de atrito cisalhamento), que podem ser utilizadas para a concepção de diferentes tipos de conexões concretas. Inicialmente, ele aplicou o método na concepção da conexão de interface em vigas compostas e, em seguida, estendeu-a para lidar com consolos de concreto usando dados dos testes de Kriz e Raths.

A teoria atrito-cisalhamento é simples e o comportamento pode ser facilmente visualizado na Figura 19, em que é indicada esquematicamente a transmissão de esforços de cisalhamento da parte 1 para a parte 2 de uma peça genérica de concreto armado, através de uma fissura provável. As hipóteses desenvolvidas por Mast foram considerar uma amostra de concreto rachado, que é submetido a uma compressão normal através da fenda e uma força de corte ao longo da fenda (YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 185). Para garantir a integridade e o equilíbrio das partes, é colocada uma armadura transversal ao plano de cisalhamento, atuando como uma força normal a esse plano, de modo a mobilizar a resistência ao escorregamento entre as partes.

Figura 19 – Funcionamento da armadura no modelo atrito-cisalhamento



Fonte: Machado (1981, 1999) apud MACHADO; PIMENTA, 2000

Este modelo foi estudado por Mast (1968), posteriormente por Mattock et al. (1975,1976), por Mattock (1976) e posteriormente por outros (MACHADO; PIMENTA, 2000, p. 4).

De acordo com Machado e Pimenta (2000), é admitido, com base experimental, que através do conjunto de fissuras que se formam na superfície de transmissão dos esforços cisalhantes, ocorra inicialmente um deslocamento relativo vertical entre as duas partes adjacentes. Dessa forma, os autores explicam que diante da superfície irregular, uma armadura distribuída atravessando esta superfície entrará em tração (e em geral, em escoamento) com o início do deslocamento relativo horizontal, que também ocorrerá, e a superfície cisalhante de concreto ficará transversalmente comprimida.

Conforme mostrado na Figura 19, o valor máximo da tensão na interface é $A_s \cdot f_{yd}$, onde A_s é a área total de aço que cruza a fissura e f_{yd} é o limite de escoamento de projeto para o aço. A resistência do concreto ao deslizamento pode ser expressa em termos da força normal vezes um coeficiente de atrito (μ). Ajustando o somatório das forças horizontais igual à zero, tem-se como resultado a Equação 1.

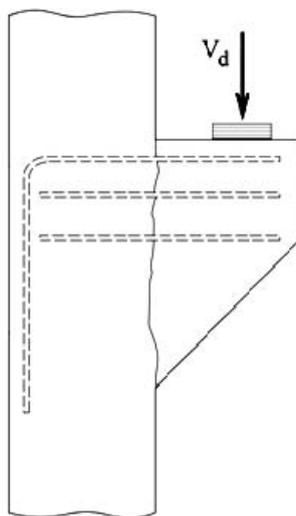
$$V_d = \mu \cdot A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{Equação 1})$$

Os valores de μ , que é o coeficiente de atrito interno do concreto, pelas normas ACI 318 (1995) e ABNT NBR 9062 (2006) vale:

- $\mu = 1,4$ para concreto lançado monoliticamente;
- $\mu = 1,0$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface da superfície de ligação intencionalmente áspera (neste caso a rugosidade mínima exigida pela ABNT NBR 9062 (2006) é de 0,5 cm em 3 cm);
- $\mu = 0,6$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

O conceito apresentado de transmissão de esforços cisalhantes, juntamente com uma formulação geralmente simples e mais alguns critérios é denominada classicamente de Teoria do Atrito-Cisalhamento (MACHADO; PIMENTA, 2000, p. 4). De um modo geral, para peças estruturais, incluindo os consolos, esta teoria prevê a transferência de esforços de cisalhamento através de um plano por meio de uma armadura distribuída que o atravessa. Portanto, este modelo pode ser aplicado a consolos muito curtos em que o plano de ruptura por cisalhamento, suposto com base em ensaios, é a interface consolo-pilar. A Figura 20 ilustra esse plano de ruptura proposto.

Figura 20 – Modelo atrito-cisalhamento aplicado à consolos



Fonte: Adaptado de TORRES, 1998

A ocorrência de força externa horizontal de tração, normal à fissura potencial, acarreta na necessidade de se determinar uma armadura adicional, que deve ser somada àquela necessária para resistir às tensões de cisalhamento. (TORRES, 1998, p. 13).

No modelo atrito-cisalhamento, não é explicitada a posição da armadura. Diante disso, El Debs (2000, p. 120) destaca:

Um aspecto que merece ser ressaltado no modelo de atrito-cisalhamento é que não entra a posição da armadura, sugerindo-se que ela seja distribuída uniformemente ao longo da fissura potencial. Dessa forma, não seria considerado o momento fletor na seção da fissura potencial, devido à excentricidade da força V , que implicaria uma armadura mais concentrada na parte tracionada da seção.

Torres (1998) afirma que o modelo atrito-cisalhamento não indica a posição da armadura e que o detalhamento deste tipo de consolo é feito seguindo o mesmo esquema de armação de consolos curtos. O autor ainda diz que a armadura principal para consolos muito curtos, calculada pelo modelo atrito-cisalhamento, não deve ser menor do que a área de aço calculada pelo modelo de bielas e tirantes.

No que diz respeito à quantidade de armadura, Fernandes e El Debs (2005) comentam que é recomendado, para consolo muito curto, que a área da armadura não seja menor que aquela calculada com a expressão para consolo curto, objetivando cobrir algum esforço de flexão que eventualmente venha a surgir. Sendo assim, a tensão da armadura deve ser limitada em 435 MPa para os dois tipos de consolo.

2.5 Dimensionamento de Consolos Muito Curtos

A ABNT NBR 9062 (2006) e o manual do PCI (2010 apud SILVA, 2015) recomendam o emprego do modelo atrito-cisalhamento para o dimensionamento de consolos muito curtos. A seguir são expostas as principais considerações dos dois métodos.

2.5.1 Dimensionamento segundo a ABNT NBR 9062 (2006)

De acordo com esta norma, os critérios adotados em relação à segurança, valores característicos, valores de cálculo, coeficientes de minoração e de majoração a serem adotados para consolos de concreto, são os da ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 8681 (2003), multiplicando-se o coeficiente de majoração por um fator γ_n , tal que:

- Peças pré-fabricadas em usina:

$\gamma_n = 1,0$ quando a carga permanente for preponderante;

$\gamma_n = 1,1$ em caso contrário.

- Para os demais casos:

$\gamma_n = 1,1$ quando a carga permanente for preponderante;

$\gamma_n = 1,2$ em caso contrário.

Os demais critérios de segurança são descritos no item 7.3.1 da norma.

A verificação da biela comprimida é feita em função da tensão de cisalhamento atuante na interface (τ_{wu}). Dessa forma, essa tensão deve ser menor ou igual ao menor dos seguintes valores:

- $\tau_{wu} = 3,0 + 0,9\rho \cdot f_{yd}$;
- $\tau_{wu} \leq 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$;
- $\tau_{wu} \leq 8$ MPa.

Onde:

- τ_{wu} – tensão de cisalhamento resistente na interface;
- f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;

- ρ – relação entre a área de aço do tirante e a área da seção transversal do consolo.

A armadura total do tirante ($A_{s,tir}$) é calculada segundo a Equação 4.

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 4})$$

A parcela A_{sv} é dada pela Equação 5.

$$A_{sv} = \frac{0,8 V_d}{f_{yd} \mu} \quad (\text{Equação 5})$$

Sendo μ o coeficiente atrito cisalhamento efetivo igual a:

- $\mu = 1,4$ para concreto lançado monoliticamente;
- $\mu = 1,0$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com rugosidade mínima de 0,5 cm em 3,0 cm;
- $\mu = 0,6$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

No que diz respeito a armadura de costura, a referida norma adota o seguinte valor de armadura dado pela Equação 6.

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\text{cost}} \geq 0,5 \left(\frac{A_{sv}}{d}\right) \quad (\text{Equação 6})$$

Essa armadura deve ser distribuída em $2d/3$, adjacentes ao tirante, completando-se o terço com armadura mínima.

2.5.2 Dimensionamento segundo o Manual do PCI (2010)

Para o dimensionamento empregando o modelo atrito-cisalhamento, a armadura perpendicular ao plano de fissuração (A_{vf}) é dada pela Equação 7.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi f_y \mu_e} \quad (\text{Equação 7})$$

Tal que:

$$\mu_e = \frac{6894 \lambda A_c \mu}{V_u} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

- f_y – resistência ao escoamento do aço do tirante, limitada em 420 MPa;
- V_u – força cisalhante que atua no plano de fissuração;
- Φ – coeficiente redutor de resistência, igual a 0,85;
- μ_e – coeficiente de atrito-cisalhamento efetivo, observados os limites do Quadro 1;
- λ – fator modificador que representa a redução nas propriedades mecânicas do concreto, sendo 1,0 para concreto de peso normal e 0,75 para concreto leve;
- A_c – área na interface da fissura potencial, em m^2 ;

- μ – coeficiente de atrito-cisalhamento informado no Quadro 1.

Quadro 1 – Coeficientes do modelo atrito-cisalhamento recomendados pelo PCI (2010)

Tipos de interface	μ recomendado	Máximo μ_e
Concreto moldado monoliticamente	1,4 λ	3,4
Concreto moldado contra concreto endurecido com superfície intencionalmente rugosa, com ranhuras de profundidade de, aproximadamente 6 mm	1,0 λ	2,9
Concreto moldado contra concreto endurecido com superfície lisa	0,6 λ	2,2
Concreto ligado a estrutura em aço	0,7 λ	2,5

Fonte: PCI 2010, apud SILVA, 2015

Quando houver uma força normal atuando no plano cisalhante, deve-se acrescentar uma armadura adicional dada pela Equação 9, em que N_u é a força horizontal aplicada.

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} \quad (\text{Equação 9})$$

Além disso, a força cisalhante que atua no plano de fissuração deve ser limitada de acordo com a Equação 10:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (\text{Equação 10})$$

De modo que V_n é a resistência ao cisalhamento, limitada pelo ACI 318 (2008 apud OLIVEIRA, 2012) aos valores indicados no Quadro 2.

Quadro 2 – Valores limites para a resistência ao cisalhamento da interface

Tipos de interface	V_n máximo
Concreto moldado monoliticamente	0,2 $f_c' A_c$ (3,3 + 0,08 f_c') A_c 11 A_c
Concreto moldado contra concreto endurecido com superfície intencionalmente rugosa, com ranhuras de profundidade de, aproximadamente 6 mm	0,2 $f_c' A_c$ (3,3 + 0,08 f_c') A_c 11 A_c
Concreto moldado contra concreto endurecido com superfície lisa	0,2 $f_c' A_c$ 5,5 A_c
Concreto ligado a estrutura em aço	0,2 $f_c' A_c$ 5,5 A_c

Fonte: ACI COMMITTEE 318, 2008 apud OLIVEIRA, 2012

2.6 Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA)

2.6.1 Características das fibras de aço

O Concreto Reforçado com Fibras (CRF) pode ser definido como uma mistura heterogênea, denominada compósito, de dois materiais distintos os quais são o concreto (matriz) e as fibras de aço, resultando num material que alia as características de seus componentes de maneira adequada com o objetivo de promover um melhor desempenho estrutural diante das condições previstas de funcionamento.

Existem vários tipos de fibras disponíveis comercialmente, como as de aço, de vidro, sintéticas e naturais. Quando as fibras de aço são adicionadas ao concreto, forma-se o Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA). A adição dessas fibras ao concreto objetiva promover melhor tenacidade, ductilidade, controle de fissuras, resistência à flexão, ao impacto e à fadiga.

A ABNT NBR 15530 (2007), apresenta as especificações para as fibras de aço destinadas ao reforço de concreto. Estas podem ser obtidas por vários processos de fabricação. Diante disto, a especificação brasileira possui três classes de fibras de acordo com o tipo de aço de origem:

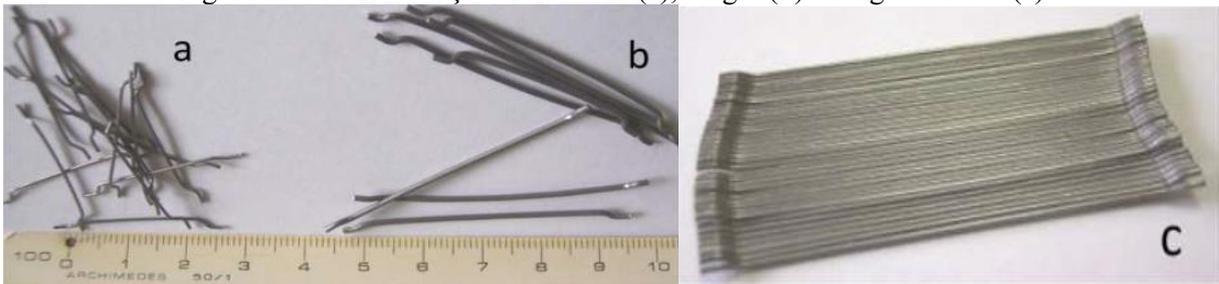
- Classe I: fibra oriunda de arame trefilado a frio;
- Classe II: fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio;
- Classe III: fibra oriunda de arame trefilado e escarificado.

Com relação à geometria das fibras existem várias formas. De acordo com a seção, pode ser circular ou retangular e com relação ao perfil longitudinal podem ser onduladas, com extremidade reta ou com ancoragem em forma de gancho ou pino. A ABNT NBR 15530 (2007) prevê três tipos básicos de fibras em função de sua conformação geométrica:

- Tipo A: fibra de aço com ancoragens nas extremidades;
- Tipo C: fibra de aço corrugada;
- Tipo R: fibra de aço reta.

De acordo com Figueiredo (2011), as fibras têm comprimento variando de 25 mm, chamadas fibras curtas, a 60 mm, chamadas fibras longas. Além disso, podem ser fornecidas soltas ou em pentes. Este último formato possibilita maior facilidade na mistura e homogeneização. A Figura 21 apresenta o modo como as fibras de aço são fornecidas e o Quadro 3 ilustra a classificação das fibras de aço segundo a ABNT NBR 15530 (2007).

Figura 21 – Fibras de aço soltas curtas (a), longas (b) e longas coladas (c)



Fonte: adaptado de FIGUEIREDO, 2005a apud FIGUEIREDO, 2011

Quadro 3 – Classificação e geometria das fibras de aço para reforço de concreto

Tipo	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Fonte: FIGUEIREDO et al. 2008 apud FIGUEIREDO, 2011

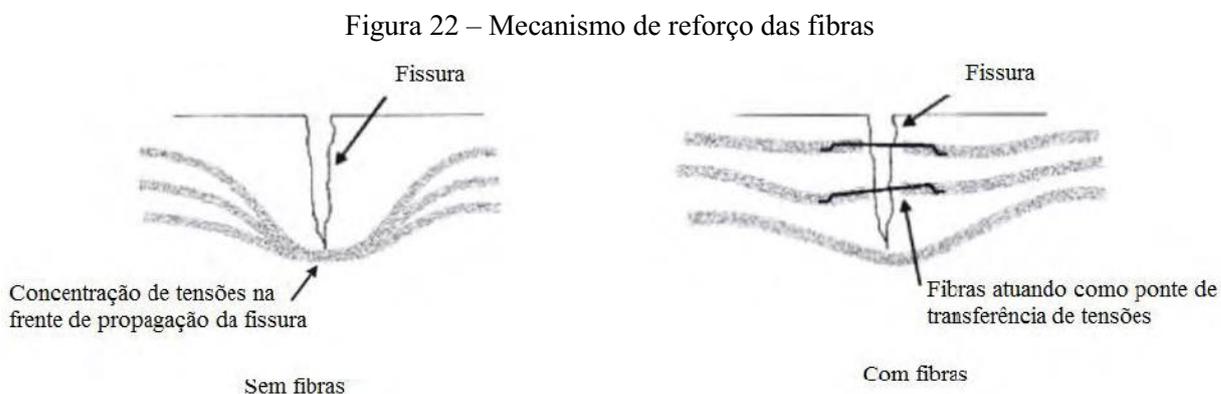
O efeito da adição de fibras de aço ao concreto dependerá do tipo empregado. Essas poderão atuar no controle de fissuras, quando são arrancadas após o surgimento de fissuras na matriz, ou permitindo um acréscimo de carga, se o tipo de ancoragem na matriz for tal que a fibra venha a romper por tração (SIMPLÍCIO, 2008, p. 37).

Para fibras de aço, observa-se que os fatores que mais influenciam nas propriedades do compósito são o fator de forma (relação entre o comprimento da fibra e seu diâmetro equivalente) e sua fração em volume dentro da matriz (DANIN, 2010, p. 38).

De acordo com Figueiredo (2011), volume crítico é o teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz. Dessa forma, abaixo do volume crítico ocorre a perda da capacidade resistente progressiva após a fissuração da matriz. Acima do volume crítico, o compósito apresenta ganho da capacidade resistente após a fissuração da matriz, aceitando níveis de carregamentos crescentes.

2.6.2 Interação fibra-matriz

A função de fibras de aço descontínuas, distribuídas aleatoriamente no concreto, é atravessar as fissuras que se formam no concreto seja sob a ação de cargas externas ou quando mudanças na temperatura ou na umidade do ambiente ocorrem (MINDESS, 1994; MINDESS; YOUNG; DARWIN, 2002 apud MACHADO et al., 2015, v. 8, p. 715). Segundo Figueiredo (2011), quando se adicionam fibras de resistência e módulo de elasticidade adequado e num teor apropriado, o concreto deixa de ter o caráter marcadamente frágil e passa a ter um comportamento pseudo-dúctil ou não frágil. Isso ocorre porque a fibra serve como ponte de transferência de tensões através das fissuras, reduzindo a concentração de tensões nas extremidades, conforme ilustra a Figura 22.



Fonte: NUNES; AGOPYAN, 1998 apud DANIN, 2010

Segundo Bellúcio (2016), o grande benefício do uso de fibras é a tenacidade conferida ao material após atingir a tensão máxima, principalmente em concretos de alta resistência, que se caracterizam por uma forma de ruptura brusca. O autor ainda afirma que, de maneira geral, a quantidade de fibras de aço necessária para se obter um comportamento dúctil do material é proporcional à resistência da matriz de concreto. Além disso, de acordo com Figueiredo (2011), a capacidade de reforço que as fibras apresentam depende diretamente do teor de fibra utilizado, de modo que quanto maior for o teor, maior será o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, aumentando o reforço pós-fissuração do concreto.

O principal papel das fibras ocorre após a fissuração da matriz, onde as fibras transferem tensões para microrregiões menos solicitadas, tornando-o dúctil e aumentando a tenacidade à flexão do compósito (CARVALHO, 2012, p. 8). Nos concretos reforçados com fibras, estas concentram tensões nos pontos de contato entre a fibra e a matriz, reduzindo a concentração de tensões na ponta da fissura e, conseqüentemente, a velocidade de propagação das fissuras, melhorando assim o processo de controle da fissuração (OLIVEIRA JÚNIOR, 2009, v. 2, p. 155). Sendo assim, há uma considerável melhora na ductilidade do concreto, pois apresenta uma resistência residual após a fissuração, reduzindo o comportamento frágil do concreto.

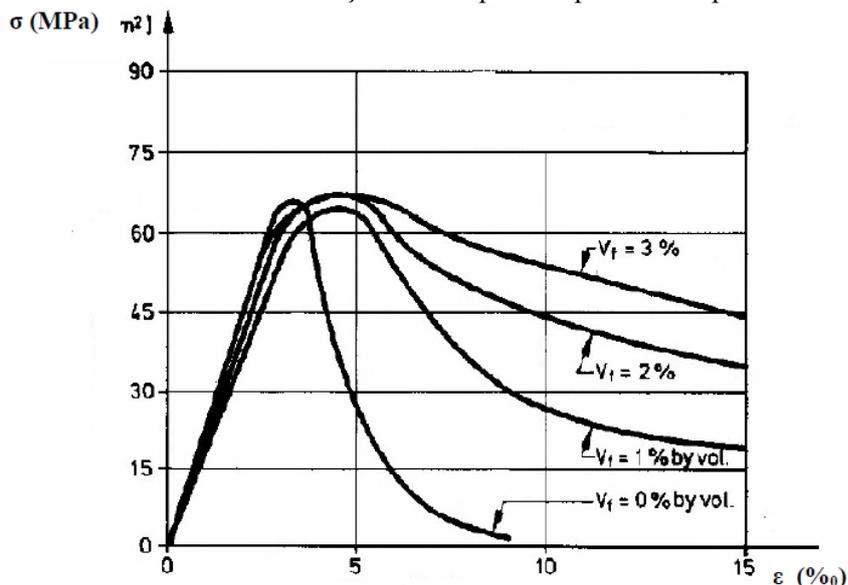
2.6.3 Resistência à compressão

O intuito da adição de fibras ao concreto não é de alterar a resistência à compressão do mesmo. Segundo Araújo (2002, apud DANIN, 2010), a resistência à compressão da matriz é pouco influenciada pela incorporação de fibras, sendo o aumento normalmente inferior a 25%. Vários estudos avaliaram a influência na resistência à compressão diante da adição de fibras, porém as opiniões são divergentes.

Todavia, segundo Simplício (2008), no concreto simples a fissuração inicia-se muito antes que a carga máxima seja atingida, conforme é evidenciado pelo decréscimo progressivo da inclinação da tangente à curva ascendente do diagrama tensão-deformação. Após ser alcançada a carga máxima, as fissuras internas interconectam-se, reduzindo a rigidez total da peça ou da estrutura. Portanto, o autor afirma que a presença de fibras no concreto reduz a abertura e o crescimento dessas fissuras, conduzindo a um aumento da tenacidade do material.

A maior contribuição das fibras é na parte do gráfico após a tensão máxima, conforme ilustra a Figura 23. Desta forma, mesmo que o ganho de resistência à compressão não seja significativo, a ductilidade tem um aumento até mesmo para percentuais em torno de 1% (SIMPLÍCIO, 2008, p. 44).

Figura 23 – Curva tensão x deformação na compressão para vários percentuais de fibra



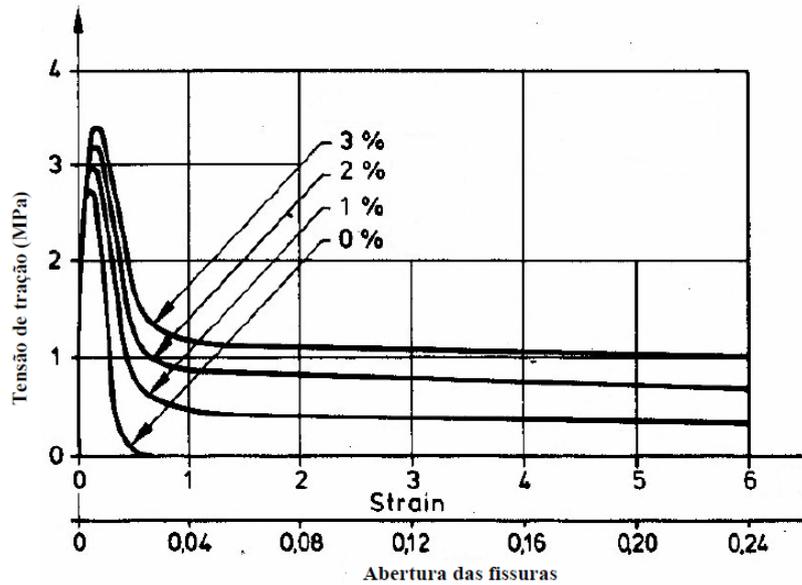
Fonte: MARKOVIC, 2006 apud SIMPLÍCIO, 2008

2.6.4 Resistência à tração

No que diz respeito à resistência à tração, Carvalho (2012) afirma que as fibras influenciam conforme a disposição destas em relação à direção da tensão, visto que a fibra disposta na direção da carga é mais eficiente do que posicionada perpendicularmente em relação à carga.

O aumento na resistência à tração direta é considerável, porém a principal contribuição das fibras ocorre após o pico do diagrama tensão de tração-deformação devido à resistência residual e ao aumento de energia de deformação observado, segundo Simplício (2008). Além disso, é possível verificar que quanto mais fibras são adicionadas ao concreto, ou quanto maior a relação entre o comprimento L e o diâmetro D da fibra, mais eficiente é o reforço promovido (SIMÕES, 1998 apud SIMPLÍCIO, 2008, p. 45). A Figura 24 apresenta a curva tensão de tração-deformação.

Figura 24 – Curva tensão x deformação na tração para vários percentuais de fibra



Fonte: MARKOVIC, 2006 apud SIMPLÍCIO, 2008

2.6.5 Resistência ao cisalhamento

As fibras distribuídas aleatoriamente formam um reforço tridimensional, de pequeno espaçamento, costurando as fissuras em todas as direções, proporcionando o aumento do efeito de engrenamento dos agregados e melhor desempenho do concreto, segundo Simplício (2008). Diante disso, é possível entender os benefícios ocasionados pelas fibras de aço incorporadas ao concreto submetido ao cisalhamento.

Alguns estudos têm demonstrado que a adição de fibras de aço aumenta a resistência ao início da fissuração e a resistência última do concreto e ainda contribui para uma maior tenacidade, pois as fissuras se distribuem mais uniformemente e apresentam uma redução do espaçamento entre elas. Além disso, as deformações devidas ao cisalhamento são reduzidas com o uso de fibras de aço (SIMÕES, 1998 apud SIMPLÍCIO, 2008, p. 46)

2.6.6 Comportamento à flexão

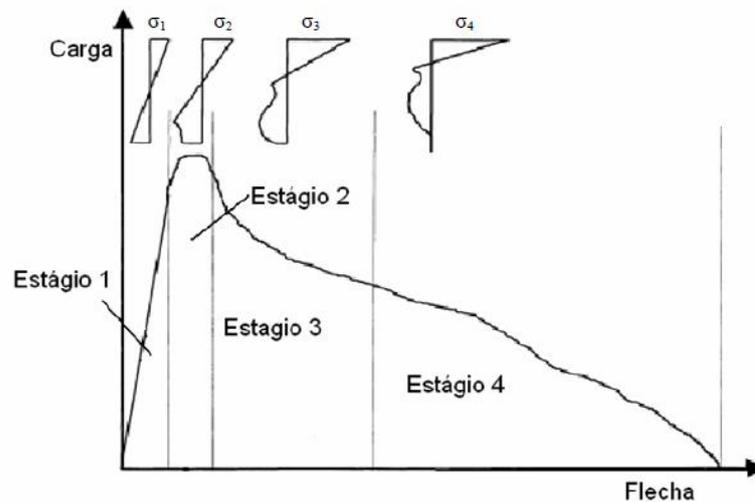
Normalmente o efeito das fibras de aço é mais significativo na flexão do que na existência à compressão ou até mesmo à tração (ACI 544.1.R, 1999 apud SIMPLÍCIO, 2008, p.46). Segundo Bentur e Mindess (1990 apud SIMPLÍCIO, p. 46), o volume de fibras e o fator de forma são as principais características que têm influência na melhoria da resistência à flexão.

O comportamento de uma viga de concreto reforçado com fibras submetida à flexão pode ser dividido em 4 estágios, conforme ilustra a Figura 25.

Simplício (2008) descreve os 4 estágios:

- Estágio 1: o concreto apresenta-se não fissurado e o comportamento da estrutura é linear elástico;
- Estágio 2: a tensão de tração máxima foi ultrapassada, dando início à microfissuração, diminuindo progressivamente a rigidez da estrutura;
- Estágio 3: as microfissuras se propagam até atingir grande parte da altura da viga, causando arrancamento das fibras;
- Estágio 4: as fibras são totalmente arrancadas ou rompidas, levando a estrutura ao colapso.

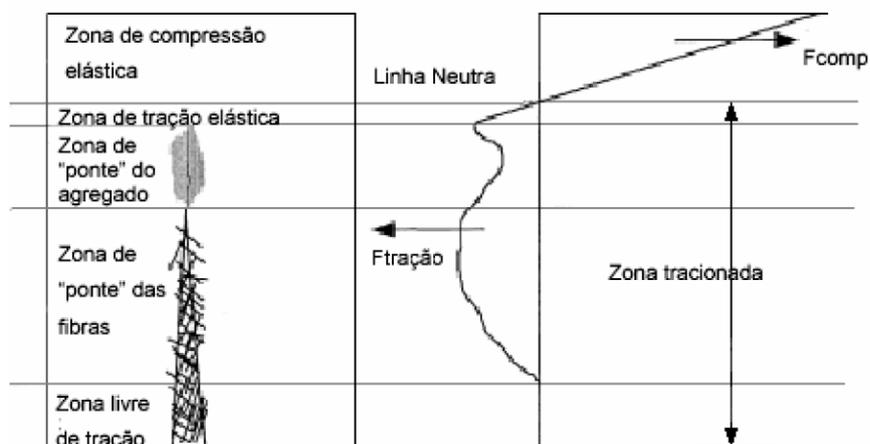
Figura 25 – Curva carga x flecha e desenvolvimento de tensões normais



Fonte: ROBINS et al, 2001 apud SIMPLÍCIO, 2008

A Figura 26 apresenta um esquema com a distribuição de tensões normais devidas à flexão, ao longo da altura da viga.

Figura 26 – Tensões normais em viga submetida à flexão



Fonte: ROBINS et al, 2001 apud SIMPLÍCIO, 2008

2.6.7 Aderência

A alta porosidade da zona de transição é decorrente da elevação da relação água/cimento devida à exsudação interna, criando planos preferenciais de ruptura (METHA; MONTEIRO, 1994 apud DANIN, 2010, p. 38). Diante disto, se desenvolve a microfissuração nessa interface. Uma forma de se melhorar a aderência entre as fibras e a matriz é diminuindo o volume de vazios na zona de transição, pelo uso de sílica ativa, aditivo superplastificante, ou aumentando o consumo de cimento (DANIN, 2010, p. 38). Simplício (2008) afirma que um fator determinante em relação à aderência é o tipo de ancoragem na extremidade da fibra.

As fibras podem costurar as fissuras que possam surgir fora do alcance das armaduras convencionais. A utilização de fibras de aço em porcentagem acima de 2% do volume de concreto melhora a resistência de ancoragem média das barras em 55% em comparação com concreto tradicional não confinado (BELLÚCIO, 2016, p. 39).

De acordo com Figueiredo (2000), apesar do ganho de desempenho conferido pelas fibras (no que se refere à contenção da propagação das fissuras quando o concreto se encontra no estado endurecido), a sua adição altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade. Entretanto, o emprego de aditivos superplastificantes ou a substituição de parte do cimento por pozolanas possibilita contornar esta situação. Além disso, a formação de “ouriços” (balling) deve ser evitada, utilizando, portanto, fibras em pente para facilitar a homogeneização.

2.7 Consolos de Concreto Reforçado com Fibras de Aço

Diante das vantagens apresentadas pelo uso de fibras de aço adicionadas ao concreto, o CRFA tem sido cada vez mais empregado na Construção Civil, inclusive no setor de pré-fabricados. Existem pesquisas desenvolvidas empregando o CRFA em consolo, sejam moldados monoliticamente com o pilar ou em etapas distintas, objetivando reduzir ou substituir parte da armadura secundária e manter ou melhorar o desempenho estrutural deste elemento de ligação. Esses estudos são importantes diante da alta taxa de armadura existente no espaço limitado dos consolos quando empregado o concreto tradicional, o que dificulta a concretagem, principalmente em consolos muito curtos.

Alguns pesquisadores desenvolveram estudos objetivando verificar a influência das fibras de aço no comportamento dos consolos. Certos autores verificaram a eficiência de alguns métodos previstos por normas e alguns chegaram a propor novos modelos ou adaptações de modelos existentes para o cálculo desses tipos de consolos.

Hughes e Fattuhi (1989, apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 191) realizaram uma série de ensaios com consolos de concreto armados apenas com barras principais, fibras apenas ou barras principais mais fibras, de modo que a fração de volume de fibras de aço ou polipropileno ou barras principais foi mantida constante em quase 0,7%. Os consolos de concreto simples foram testados também para fins comparativos. Dentre os resultados obtidos, pode-se destacar:

- a adição de 0,7% em volume de fibras de aço adicionadas quase dobrou a carga final;
- todos os consolos de concreto simples e CRF falharam em flexão;
- o reforço de fibras era geralmente improvável de ser uma alternativa econômica às barras principais para resistir à flexão;
- os consolos de concreto simples falharam de forma frágil logo após atingirem suas cargas finais, enquanto os consolos de CRF falharam mais gradualmente, proporcionando, em alguns casos, um comportamento quase elástico-plástico.

Fattuhi (1994, apud YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 191) realizou ensaios envolvendo consolos de concreto normal e de alta resistência reforçado apenas com barras principais, com barras principais e fibras de polipropileno monofilamento ou aço ou com barras principais e malha de plástico. As fibras ou tiras de malha de plástico foram utilizadas como armadura secundária (cisalhamento). Estes testes confirmaram os resultados de investigações anteriores sobre a melhoria da resistência e da ductilidade do consolo de concreto armado, adicionando fibras de aço ao concreto. Concluiu-se também que as fibras de aço eram a única forma de reforço secundário que reduziu com sucesso as larguras de fissuras em consolos. A melhoria na resistência devido à adição de reforço fibroso foi mais significativa em consolos de concreto de alta resistência em relação à consolos de concreto de baixa ou moderada resistência.

Muhammad (1998, YASSIN; SAYHOOD; HASAN, 2015, p. 193) estudou as características de resistência e deformação de consolos de alta resistência com armadura principal e com fibras de aço ou estribos ou uma combinação de ambos como armadura secundária. Os parâmetros estudados foram a fração volumétrica das fibras de aço, as relações a/d e a relação estribos horizontais. 36 das amostras foram testados para falha sob carga monotônica, enquanto os restantes 12 amostras foram testadas em carga repetida. A partir dos resultados de ensaios de consolos sob carga monotônica, concluiu-se o seguinte:

- o uso de concreto reforçado com fibras de alta resistência em consolos melhorou o comportamento e a resistência das amostras;

- as amostras com armadura combinada de cisalhamento, estribos e fibras apresentaram maior carga de fissuração do que as reforçadas apenas com fibras;
- a adição de fibras de aço aumentou a rigidez dos consolos e reduziu a deflexão para uma carga específica, mas a combinação de fibras e estribos leva a uma maior redução na deflexão;
- a presença de fibras de aço aumentou a resistência ao cisalhamento final, dependendo do volume da fibra e da razão a/d .

Campione, La Mendola e Papia (2005, apud OLIVEIRA, 2012, p. 29) estudaram, experimental e analiticamente, o comportamento à flexão de consolos de concreto simples e fibroso, armados ou não com tirante e armadura de costura ou com fibras de carbono externas aos consolos. A resistência à compressão do concreto simples e do fibroso foi de 50 MPa, aproximadamente. Foram empregadas fibras metálicas com 30 mm de comprimento, 0,5 mm de diâmetro e resistência nominal de 1.115 MPa, com um percentual de 1,0% em relação ao volume do concreto. Com resultados obtidos utilizando fibras de aço, observou-se que:

- todos os modelos apresentaram comportamento elástico-linear até a fissuração, seguido do escoamento da armadura do tirante e, posteriormente, do esmagamento da biela de compressão;
- os consolos com armadura de costura apresentaram carga máxima, aproximadamente, 27% maior que os consolos constituídos apenas com armadura do tirante, assim como menores aberturas de fissuras até atingir a carga máxima e maior ductilidade após atingir esta carga;
- os consolos em que a armadura de costura foi substituída pelas fibras apresentaram os mesmos resultados favoráveis citados no tópico acima para consolos com armadura de costura, porém com maior intensidade, uma vez que a carga máxima alcançada foi, cerca de 22% maior e os deslocamentos após esta carga foram 136% maior, aproximadamente.

Campione, La Mendola e Mangiavillano (2007, apud OLIVEIRA, 2012, p. 31) estudaram a influência do grau de resistência do concreto, do percentual de fibras e do percentual da armadura do tirante no comportamento à flexão dos consolos de concreto. A resistência à compressão do concreto foi de 80 MPa, aproximadamente, e as fibras metálicas possuíam 30 mm de comprimento, 0,5 mm de diâmetro e resistência nominal de 1.115 MPa. Os percentuais de fibras usados foram de 0,5% e 1,0%, usadas tanto como substituição da

armadura de costura como complementar a ela. Os autores usaram, também, os resultados obtidos na pesquisa feita por Campione, La Mendola e Papia (2005).

Nos consolos sem fibras, taxa de armadura do tirante de 0,61%, e sem armadura de costura, o modo de fratura foi caracterizado pelo escoamento da armadura do tirante seguido do esmagamento da biela de compressão. Houve um aumento de 28% na força de escoamento do tirante e na força última quando foi adicionados 0,5% de fibras. Para adição de 1,0% de fibras este aumento foi de 64% com relação ao consolo sem fibras.

Para os consolos sem fibras, taxa de armadura do tirante de 1,57% e sem armadura de costura, o modo de fratura foi decorrente do esmagamento do concreto da biela de compressão sem a ocorrência do escoamento do aço. Não foi observada nenhuma diferença significativa na resistência última dos consolos mediante a adição de 0,5% de fibras, não foi observada significativa diferença na resistência última dos consolos. Todavia, a adição e 1,0% de fibras resultou num aumento de 37% na força de escoamento do tirante e na força última.

Quando se empregou a armadura de costura nos consolos com taxa de armadura do tirante de 0,61%, o modo de fratura foi devido o escoamento da armadura do tirante seguido do esmagamento da biela de compressão. Dessa forma, verificou-se o aumento de, aproximadamente, 13% na força de escoamento do tirante e na força última mediante a adição de 0,5% de fibras. Para a adição de 1,0% de fibras, observou-se o aumento de, aproximadamente, 23% desta força.

Costa (2009) realizou uma pesquisa experimental para estudo do comportamento de consolos de concreto com fibras de aço moldados em etapa distinta dos pilares. Os modelos experimentais possuem relação a/d igual a 0,75 e apresentam ou não armadura de costura. A matriz de concreto fibroso dos consolos possui fibras de aço, com ganchos (*hooked*), incorporadas à taxa de 2%. Foram utilizados dois tipos de fibras de aço com o mesmo diâmetro (0,75 mm), mesma tensão máxima de tração (1.000 MPa) e comprimentos diferentes (25 e 13 mm). Dentre outros resultados, verificou-se que:

- houve o escoamento do tirante na junta entre o consolo e o pilar em todos os modelos, exceto aquele moldado em duas etapas que possuía maior taxa de armadura (2,7%), caso em que a ruptura ocorreu na da biela de compressão;
- a presença de fibras promoveu o aumento da resistência à ruptura em 8% quando comparou-se o modelo de referência com os modelos com consolos moldados em duas etapas e mesma armadura de tirante;

- o grande benefício das fibras foi evidenciado pelo aumento significativo na ductilidade quando a ruína se dá pelo esmagamento da biela de compressão, o que foi observado, também, nos consolos com baixa taxa de armadura do tirante.

Oliveira (2012) realizou uma pesquisa experimental para avaliar diferentes procedimentos de confecção de consolos de concreto moldados em duas etapas. Foram analisados consolos com e sem a incorporação de fibras metálicas, tanto com armadura de costura como em substituição a ela, variando o tratamento da junta e a forma da ligação do tirante do consolo ao pilar. A relação a/d foi igual a 0,62 e o teor de fibras de aço foi de 1,0%. As fibras de aço utilizadas possuíam 60 mm de comprimento, 0,75 mm de diâmetro e resistência nominal de 1.100 MPa. Analisou-se experimental e analiticamente os consolos moldados monoliticamente e em fases distintas. Dentre as conclusões desenvolvidas, pode-se citar:

- a adição de fibras de aço altera o modo de ruptura dos consolos: nos consolos monolíticos as fibras modificaram a inclinação da biela de compressão e nos consolos moldados em duas etapas e sem armadura de costura a modificação é mais significativa;
- com relação à resistência do consolo definida pelo escoamento do tirante, as fibras foram mais eficientes nos consolos monolíticos que nos consolos moldados em duas etapas, em que foi observado um aumento de até 22% na resistência do consolo monolítico devido à adição das fibras de aço como substituição da armadura de costura;
- com relação à força última, a adição de fibras ao concreto conferindo um confinamento da biela de compressão apresentou ser uma boa opção como substituição da armadura de costura, uma vez que a diferença de força observada entre o modelo monolítico de referência e o modelo monolítico sem armadura de costura, com fibras, foi de apenas 7%;
- as fibras reduziram, significativamente, a abertura de fissuras na interface consolo-pilar dos modelos monolíticos, enquanto que nos consolos moldados em duas etapas, as fibras não ofereceram benefícios com relação à abertura da junta entre o consolo e o pilar;
- nos modelos monolíticos, as fibras de aço aumentaram a rigidez da ligação consolo-pilar, ao passo que nos modelos moldados em duas etapas, as fibras não influenciaram essa rigidez.

Hafez et al. (2012) realizaram um estudo experimental em que foi investigado o comportamento de cisalhamento de consolos de concreto armado de alta resistência com e sem fibras de aço. As variáveis de ensaio foram o teor de fibra de aço (0%, 1,0% e 1,5%), a relação a/d (0,45, 0,60 e 0,75), a resistência à compressão do concreto (teoricamente 60, 80 e 100 MPa), a área de aço da armadura principal ($2\phi 12$, $2\phi 16$, $2\phi 18$ mm) e a presença de estribos horizontais ($2\phi 6$ mm). As fibras de aço utilizadas possuíam dimensões de 24 x 1,9 x 0,4 mm e resistência mínima à tração de 400 MPa. As dimensões dos consolos ensaiados eram 150 x 150 x 200 mm. Os autores também compararam os resultados experimentais com os obtidos por meio de métodos teóricos, que não são aqui expostos. Dentre os resultados e conclusões experimentais, tem-se:

- após a formação das fissuras diagonais, os consolos com maior volume de fibras e/ou estribos horizontais apresentaram maior capacidade de carga, uma vez que o aumento do teor de fibras de 0% para 1,0% e 1,5% resulta em um aumento na capacidade final de 19% na carga de ruptura do consolo;
- o aumento do teor de fibras de 0% para 1,0% e 1,5% leva a um aumento de 20% para 45%, respectivamente, em deflexão à 90% da carga última do consolo;
- o aumento da razão de extensão de cisalhamento (a/d) de 0,45 a 0,6 e 0,75 resulta em uma diminuição de 10,4% e 21,6%, respectivamente, na carga de ruptura dos consolos sem fibras e uma diminuição de 3% e 6%, respectivamente, na carga de falha dos consolos com 1,0% de teor de fibras;
- o aumento da relação a/d de 0,45 a 0,6 e 0,75 conduz a um aumento de 22% e 23%, respectivamente, em deflexão à 90% última do consolo sem fibras e aumento de 42,3% e 44%, respectivamente, em deflexão à mesma carga dos consolos com 1,0% de conteúdo de fibras;
- o aumento da resistência do concreto de 62,7 MPa para 70,5 MPa e 106,5 MPa resulta em um aumento de 17,7% e 25,6%, respectivamente, na carga de ruptura e uma diminuição de 6,8% e 9,6% na deflexão à 90% desta carga nos consolos sem fibras;
- o aumento da resistência do concreto de 65 MPa para 82 MPa e 106 MPa resulta em um aumento de 17,3% e 19,1%, respectivamente, na carga de ruptura e uma diminuição de 10,4% e 12,2%, respectivamente, na deflexão à 90% desta carga nos consolos com 1,0% de teor de fibras;

- o aumento da área de aço do tirante resulta num aumento da carga de ruptura do consolos, assim como a diminuição da deformação do aço, conduzindo a uma falha mais dúctil, especialmente na presença de fibras;
- a presença de maior teor de fibras e/ou estribos horizontais tornou mais dúctil o modo de falha dos consolos testados e aumentou o número de fissuras diagonais;
- a adição de fibras de aço melhora a resistência ao cisalhamento dos consolos testados, assim como aumenta a rigidez destes elementos, sendo mais significativa de consolos sem estribos.

Salman, Al-Sahaarbafe e Aliewi (2014) realizaram um estudo experimental sobre o comportamento de consolos de concreto armado empregando o concreto auto adensável de resistência normal e alta, com e sem fibras de aço. Foram variadas a relação a/d (0,3, 0,45 e 0,6), o teor de fibras de aço (0,4% e 0,8%) e a resistência à compressão do concreto auto adensável (33,75 e 65,31 MPa). As fibras de aço utilizadas possuíam 30 mm de comprimento, 0,75 mm de diâmetro e resistência nominal de 2.000 MPa. Todos os consolos tinham o mesmo comprimento, espessura e armadura principal e foram submetidos apenas à cargas verticais. Dentre os principais resultados e conclusões apresentados, pode-se destacar:

- quando a relação a/d diminui, há o aumento na cargas de fissuração e final dos concretos auto adensáveis de resistência normal e alta, sendo maiores para os de resistência alta, em que se observou o aumento de 31,5% na carga de fissuração e de 34,2% na carga final quando a razão a/d diminuiu de 0,6 para 0,3, por exemplo;
- quando o teor de fibras aumenta, há o aumento na cargas de fissuração e final dos concretos auto adensáveis de resistência normal e alta, sendo maiores para os de resistência alta, em que se observou o aumento de 44,4% na carga de fissuração e de 36,1% na carga final quando o teor passou de 0% para 0,8%, por exemplo;
- com o aumento da resistência à compressão em cerca de 93,1%, a carga de fissuração e a carga final aumentaram de 28,6% para 46,3% e de 51,9% para 71,3% (com média de 34,0% e 60,2%) para concretos auto adensáveis de resistência normal e alta, respectivamente, de modo que a melhoria é maior em consolos fibrosos quando comparados com os não fibrosos;
- os valores de deflexão dos consolos aumentam com o aumento da relação a/d e diminuem mediante o aumento do teor de fibras, sendo que os resultados em ambos os casos são menores quando usado o concreto com maior resistência à compressão;

- a adição de fibras de aço proporcionou o atraso na formação de fissuras do concreto fibroso em relação ao não fibroso, assim como o aumento na rigidez desses elementos, reduzindo a deflexão para um determinado nível de carga;
- a melhora na capacidade de fissuração devido à presença de fibras de aço é melhor do que a melhora proporcionada pelo aumento na resistência à compressão do concreto auto adensável.

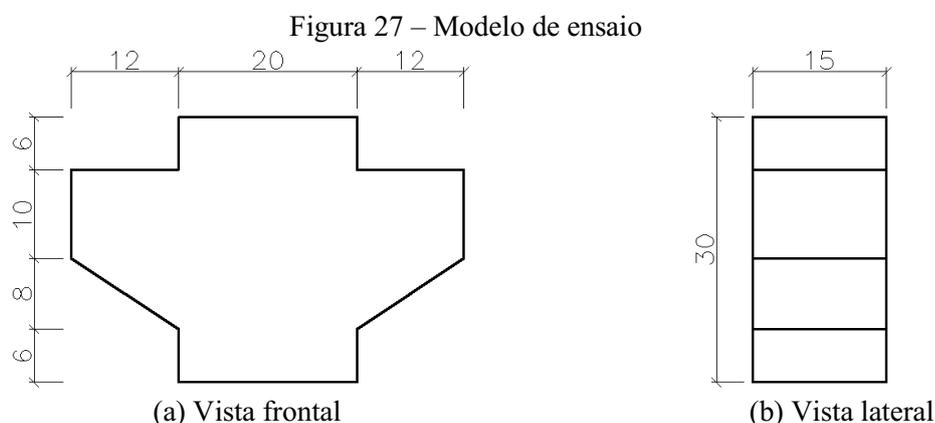
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentados os materiais utilizados e a metodologia empregada no programa experimental, ou seja, as considerações gerais da pesquisa e os métodos para a caracterização dos materiais, confecção e ensaio dos modelos da pesquisa.

3.1 Considerações Gerais

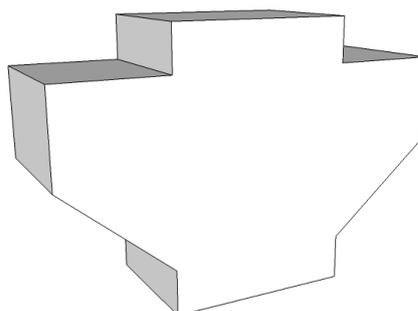
Para o desenvolvimento da pesquisa adotou-se a relação a/d igual à 0,4 para os consolos muito curtos analisados, sendo $a = 6$ cm e $d = 15$ cm. Dessa forma, os consolos possuem as mesmas dimensões e mesma taxa de armadura do tirante, sendo que as variáveis analisadas são a presença ou não da armadura de costura e o teor de fibras de aço (0,5% e 1,0%). O teor das fibras foi definido com base na literatura consultada.

Para a realização dos ensaios foi elaborado um modelo simétrico de um pilar contendo um consolo de cada lado, conforme ilustra a Figura 27, cujas dimensões estão em centímetros. Tal modelo foi concebido levando em consideração as dimensões usuais dos elementos envolvidos e a limitação imposta pela máquina que efetua o ensaio. A Figura 28 apresenta a vista em perspectiva tridimensional do modelo.



Fonte: Autor

Figura 28 – Perspectiva tridimensional do modelo



Fonte: Autor

O programa experimental é composto de dois modelos de referência (empregando o concreto sem fibras de aço, de modo que um possui armadura de costura e o outro não) e de dois modelos empregando o CRFA, sendo um com adição de 0,5% e o outro de 1,0% de fibras de aço. Cada modelo possui dois consolos, conforme visto acima. O Quadro 4 descreve a nomenclatura e as características dos modelos analisados na pesquisa.

Quadro 4 – Características dos modelos da pesquisa

Modelo	Armadura de costura	Teor de fibras (%)
M1	Ausente	0
M2	Presente	0
M3	Ausente	0,5
M4	Ausente	1,0

Fonte: Autor

O concreto utilizado foi de densidade normal, com resistência à compressão pretendida de 35 MPa aos 28 dias. As fibras de aço empregadas foram do tipo DRAMIX[®] RC 65/60 BG.

Os modelos foram moldados na obra de construção do Residencial Benvenuto, localizada na cidade de Campina Grande, Paraíba. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG.

3.2 Materiais

3.2.1 Concreto

O concreto empregado foi o mesmo para todos os modelos experimentais. Foi utilizado o cimento Portland composto (CP II Z 32). O agregado graúdo foi brita granítica e o agregado miúdo foi areia natural. Foi utilizado o aditivo plastificante multifuncional de pega normal Muraplast FK 100 B, produzido pela MC-Bauchemine. O valor previsto para a relação água/cimento (a/c) foi de 0,44 tanto para o concreto com fibras quanto para o concreto sem fibras. Os materiais para a confecção do concreto foram doados pela empresa WB Engenharia e a concretagem foi realizada no canteiro de obra do Residencial Benvenuto, executado pela mesma empresa.

A resistência à compressão prevista para o concreto é de 35 MPa aos 28 dias. O Quadro 5 apresenta a composição do concreto, desenvolvida pela empresa TECNCON – Tecnologia do Concreto e Engenharia Ltda., em Campina Grande, Paraíba.

Quadro 5 – Composição do concreto empregado

Componentes	Quantidade (Kg/m ³ de concreto)
Cimento	405,29
Areia natural	656,57
Brita 19	1.123,46
Aditivo Plastificante	1,94
Água	178,33

Fonte: Autor

A consistência do concreto no estado fresco foi determinada pelo Ensaio de Abatimento do Tronco de Cone (*Slump Test*), realizado segundo a ABNT NBR NM 67 (1998), com valor de abatimento pretendido de 10 ± 2 cm para a composição acima.

3.2.2 Fibras de aço

As fibras de aço utilizadas foram do tipo DRAMIX[®] RC 65/60 BG. O aspecto de forma desse tipo de fibra, definido pela relação L/D , em que L é o seu comprimento e D é o seu diâmetro nominal, é igual a 65. As fibras, que possuem ancoragem em suas extremidades, são coladas umas as outras formando pentes que são dissolvidos quando em contato com a água para facilitar a homogeneização na mistura de concreto. A Figura 29 mostra os pentes de fibras de aço antes de serem adicionados ao concreto. O Quadro 6 apresenta as características da fibra utilizada.

Figura 29 – Fibras de aço DRAMIX[®] RC 65/60 BG



Fonte: Autor

Quadro 6 – Características da fibra de aço utilizada

Característica	Valor
Comprimento (mm)	60
Diâmetro (mm)	0,90
Fator de Forma (<i>L/D</i>)	65
Tensão média nominal à tração (MPa)	1.160

Fonte: BELGO BEKAERT (2017)

3.2.3 Aço

O aço empregado na confecção da armadura longitudinal dos pilares e da armadura do tirante dos consolos foi o aço CA-50, cuja tensão nominal de escoamento é de 500 MPa. Para os estribos dos pilares e a armadura de costura do consolo utilizou-se o aço CA 60, cuja tensão nominal de escoamento é de 600 MPa. Os dois tipos de aço foram fabricados pela Gerdau.

3.3 Caracterização dos Materiais

3.3.1 Agregados

As propriedades físicas dos agregados tais como o diâmetro máximo característico, o módulo de finura, a massa específica e a massa unitária foram determinadas pelo laboratório TECNCON – Tecnologia do Concreto e Engenharia Ltda.

Foi realizado o ensaio de determinação da composição granulométrica para os agregados graúdos e miúdos, segundo as prescrições da norma ABNT NBR NM 248 (2003). O ensaio consiste em submeter uma determinada quantidade de agregado (5 kg para a brita granítica e 1 kg para a areia) ao peneiramento por uma série de peneiras predefinidas (de uma peneira com malha de maior abertura à uma de malha de menor abertura) de modo a obter a massa retida em cada peneira. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia de Estruturas da UFCG. As Figuras 30 e 31 ilustram os ensaios realizados para a brita granítica e para a areia, respectivamente.

Figura 30 – Série de peneiras utilizada e amostra de brita granítica



Fonte: Autor

Figura 31 – Ensaio de determinação da granulometria da areia



(a) Pesagem da areia

(b) Série de peneiras utilizada

Fonte: Autor

3.3.2 Concreto

A consistência do concreto no estado fresco foi determinada pelo ensaio de Abatimento do Tronco de Cone (*Slump Test*), realizado segundo a ABNT NBR NM 67 (1998). O ensaio foi realizado após a mistura e homogeneização de do concreto para verificar se a consistência estava de acordo com a predeterminada para o traço, ou seja, abatimento de 10 ± 2 cm.

Para a realização do ensaio, posiciona-se adequadamente o molde tronco-cônico na base metálica. Em seguida, coloca-se o concreto dentro do molde em 3 camadas igualmente adensadas, cada uma com 25 golpes aplicados com um soquete metálico, objetivando adensar bem o concreto. Após devidamente preenchido, retira-se molde lentamente e verticalmente. Por fim, mede-se a diferença entre a altura do molde e a altura da massa de concreto depois de assentada. A Figura 32 ilustra a realização deste ensaio.

Figura 32 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (*Slump Test*)



Fonte: Autor

A resistência à compressão do concreto endurecido foi determinada realizando-se o ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, de acordo com ABNT NBR 5739 (2007), utilizando dois corpos-de-prova para cada modelo experimental dos consolos. Após 24 horas da concretagem, os corpos de provas cilíndricos foram desmoldados e encaminhados para o Laboratório de Estruturas da UFCG onde foram submetidos à cura úmida dentro de tanques contendo água. Os ensaios foram realizados após 22 dias de cura para as amostras de concreto simples e de concreto fibroso, devido ao tempo limitado da pesquisa. A prensa utilizada foi a ELE com célula de 2000 kN e velocidade controlada pelo operador.

Para a realização do ensaio, posicionou-se corretamente o corpo de prova na prensa e, objetivando a melhor distribuição de tensões, utilizou-se um disco com borracha neoprene. Posteriormente, a aplicou-se continuamente a carga até atingir a ruptura, medindo-se a carga correspondente à ruína de cada corpo de prova ensaiado. A Figura 33 ilustra o ensaio realizado.

Figura 33 – Ensaio de determinação da resistência à compressão do concreto



(a) Prensa com o corpo-de-prova



(b) Medidor da força aplicada

Fonte: Autor

3.3.3 Aço

Os ensaios para a determinação das tensões de escoamento e de ruptura foram realizados utilizando a prensa LOSENHAUSEN e de acordo com ABNT NBR 6152 (2002), porém não foi possível ensaiar o aço CA-60, uma vez que as garras da prensa não conseguiram fixar as barras de diâmetro igual 5,0 mm, utilizado nas armaduras. Para a realização dos ensaios utilizou-se duas amostras de cada barra de aço, com 50 cm de comprimento cada.

O ensaio consiste em posicionar as barras no equipamento, prendendo-as nas garras do mesmo, e aplicar continuamente cargas que tracionam o aço até a ruptura. Durante a realização do ensaio, o medidor de carga estabilizava-se antes da ruptura da amostra, caracterizando o escoamento do aço, e em seguida a carga suportada foi aumentada até a ruptura do aço. A Figura 34 ilustra o ensaio realizado.

Figura 34 – Ensaio para determinação de escoamento e ruptura



(a) Máquina utilizada

(b) Medidor da força aplicada

Fonte: Autor

3.4 Execução dos Modelos Experimentais

3.4.1 Fôrmas

Para a moldagem dos modelos experimentais foram produzidas duas fôrmas com as mesmas dimensões, tais que satisfizessem as dimensões estabelecidas para os modelos. Utilizou-se, como material para as fôrmas, madeira compensada plastificada de 12 mm de espessura. A execução dessas fôrmas foi realizada em marcenaria, onde as placas desse material foram devidamente serradas, justapostas e unidas por pregos e cola de modo a obedecer às dimensões predefinidas. A Figura 35 apresenta as duas fôrmas confeccionadas.

Figura 35 – Fôrmas confeccionadas



Fonte: Autor

3.4.2 Armaduras

A armadura do tirante foi dimensionada de modo que a ruptura ocorresse pelo esmagamento da biela comprimida, ou seja, verificou-se a carga referente à ruptura da biela e fez-se o dimensionamento com base numa carga superior. Dessa forma, é possível avaliar a contribuição das fibras de aço para a resistência do consolo.

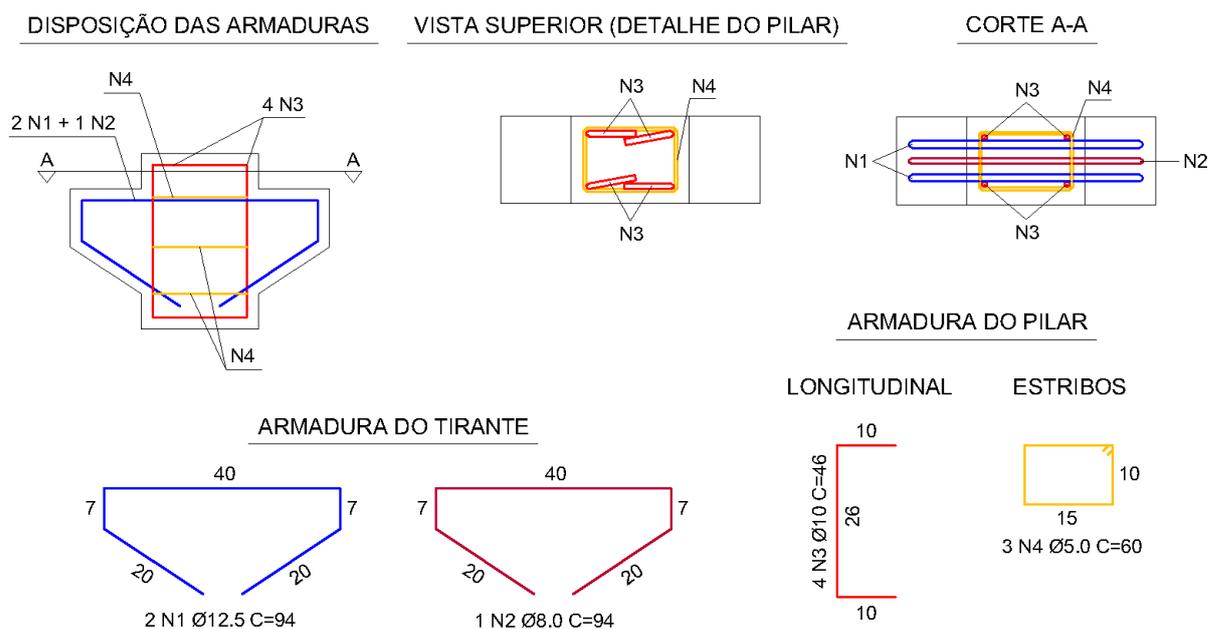
O dimensionamento e o detalhamento das armaduras foram realizados de acordo com a ABNT NBR 9062 (2006). Em todos os modelos a armadura do tirante foi a mesma e sua ancoragem foi garantida pelo dobramento vertical das barras de aço, acompanhando a geometria do consolo. Dessa forma, utilizou-se para o tirante de cada consolo duas barras de 12,5 mm de diâmetro mais uma barra de 8,0 mm de diâmetro, ambas em aço CA-50.

A armadura longitudinal do pilar é composta de quatro barras de aço CA-50 com diâmetro de 10,0 mm, dobradas em suas extremidades para garantir a ancoragem, uma vez que a altura do pilar foi condicionada pelo limite de deslocamento da prensa utilizada para ensaiar os modelos. O cobrimento das armaduras foi de 2,0 cm.

Os estribos dos pilares e a armadura de costura do modelo M2 foram confeccionados com barras de aço CA-60, cujo diâmetro é igual a 5,0 mm.

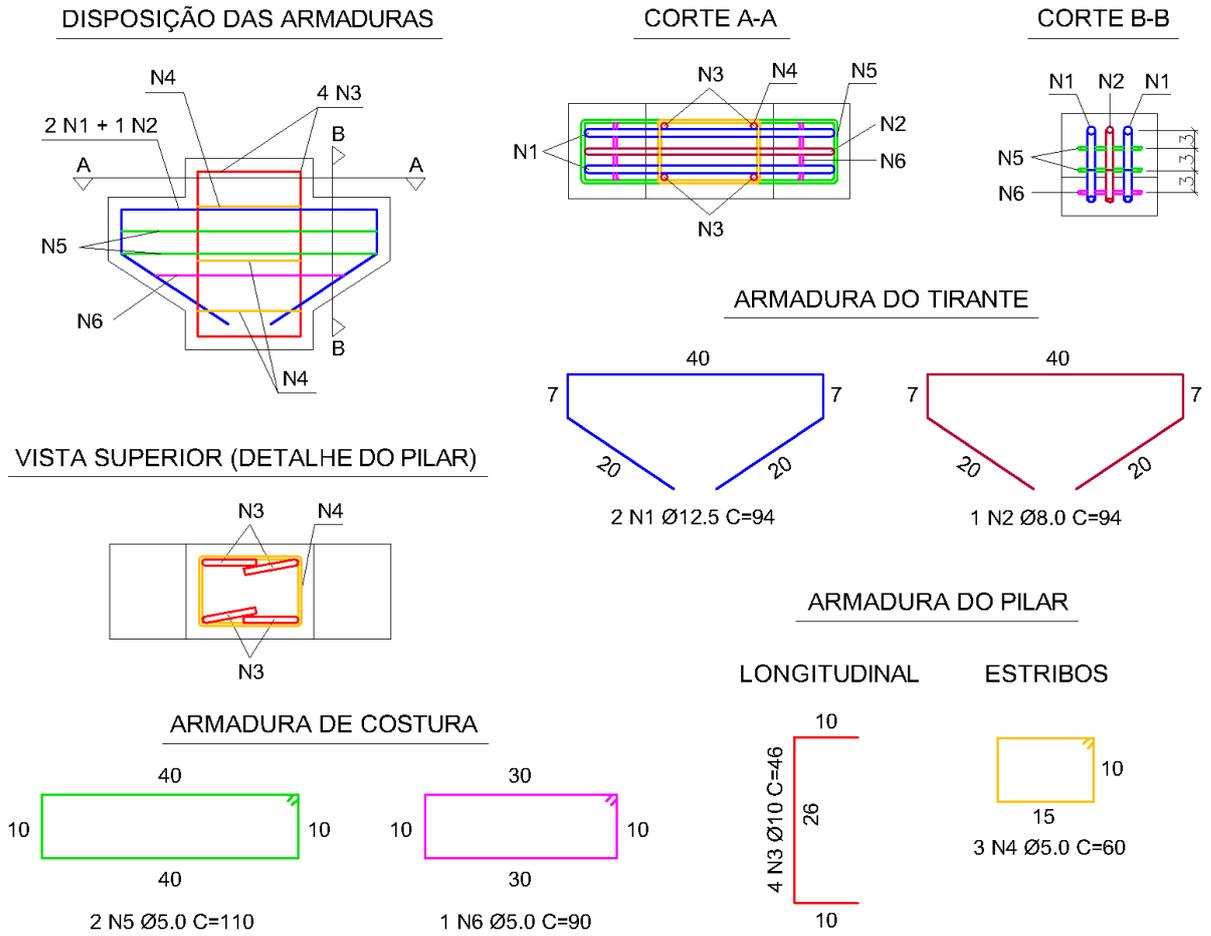
As Figuras 36 e 37 apresentam os detalhamentos das armaduras empregadas nos modelos em que não há armadura de costura (M1, M3 e M4) e no modelo em que existe armadura de costura (M2), respectivamente. A Figura 38 apresenta as armaduras executadas.

Figura 36 – Detalhamento da armadura dos modelos M1, M3, e M4



Fonte: Autor

Figura 37 – Detalhamento da armadura do modelo M2



Fonte: Autor

Figura 38 – Armadura dos modelos



(a) M1, M3 e M4

(b) M2

Fonte: Autor

3.4.3 Concretagem

A concretagem dos modelos ocorreu no canteiro de obras do Residencial Benvenuto. Para tal, inicialmente aplicou-se óleo desmoldante no interior das formas com o objetivo de impedir a aderência do concreto às mesmas. As armaduras foram molhadas para evitar a absorção da água presente no concreto. A Figura 39 mostra a aplicação do óleo desmoldante.

Figura 39 – Aplicação do óleo desmoldante



Fonte: Autor

O concreto foi devidamente confeccionado de acordo com o traço estabelecido. Após o concreto estar bem homogeneizado na betoneira, realizou-se o Ensaio de Abatimento do Tronco de Cone (*Slump Test*) para verificar a consistência do concreto. A Figura 40 apresenta algumas fases da confecção do concreto e a Figura 41 mostra a realização do ensaio de abatimento do tronco de cone.

Figura 40 – Confeção do concreto



(a) Adição dos agregados

(b) Adição do aditivo plastificante

Fonte: Autor

Figura 41 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (*Slump Test*)



Fonte: Autor

No primeiro dia de concretagem, foram moldados os modelos M1 e M3. Dessa forma, após a realização do ensaio de abatimento, concretou-se o modelo M1 (sem armadura de costura e concreto sem fibras) e dois corpos de prova cilíndricos para a realização do ensaio de compressão simples.

Posteriormente, adicionou-se a quantidade de fibras correspondente à fração de 0,5% da massa do concreto que restou na betoneira. A homogeneização do concreto com fibras foi promovida pela betoneira no ato da adição das fibras e da própria mistura. Com isso, concretou-se devidamente o modelo M3 e dois corpos de prova cilíndricos destinados ao ensaio de compressão simples do concreto fibroso. A Figura 42 mostra a adição das fibras de aço ao concreto na betoneira.

Figura 42 – Adição das fibras de aço ao concreto



Fonte: Autor

Para a concretagem de todos os modelos, as armaduras foram devidamente posicionadas de modo a garantir os cobrimentos previstos e evitar irregularidades. O concreto foi vibrado com o auxílio de um vibrador tipo agulha, de forma a adensar o concreto uniformemente e corretamente, objetivando o preenchimento máximo possível.

Além disso, na realização das concretagens, teve-se o cuidado de executar os procedimentos de forma prática para garantir a consistência do concreto com fibras, amenizando o seu enrijecimento entre a concretagem do modelo sem fibras e do modelo com fibras.

No segundo dia de concretagem, foram moldados os modelos M2 e M4. Assim como no primeiro dia, após a realização do ensaio de abatimento, concretou-se o modelo M2 (com armadura de costura e concreto sem fibras) e dois corpos de prova cilíndricos para a realização do ensaio de compressão simples. Posteriormente, adicionou-se a quantidade de fibras correspondente à fração de 1,0% da massa do concreto que restou na betoneira, seguindo os mesmos procedimentos descritos acima. A Figura 43 mostra o final da moldagem de um dos modelos.

Figura 43 – Final da concretagem de um dos modelos



Fonte: Autor

Após 24 horas da concretagem, os corpos de provas cilíndricos foram desmoldados e encaminhados para o Laboratório de Estruturas da UFCG onde foram submetidos à cura úmida dentro de tanques contendo água. A cura dos modelos experimentais se deu ao ar livre, porém protegidos do sol e regularmente molhados para evitar a retração e melhorar o processo de cura. O Quadro 7 apresenta as datas das concretagens e dos ensaios realizados.

Quadro 7 – Datas de realização dos ensaios

Modelo	Datas			Idade
	Moldagem	Ensaio de Compressão Simples	Ensaio do Modelo	
M1	21/06/2017	13/07/2017	13/07/2017	22 dias
M2	12/07/2017	03/08/2017	03/08/2017	22 dias
M3	21/06/2017	13/07/2017	13/07/2017	22 dias
M4	12/07/2017	03/08/2017	03/08/2017	22 dias

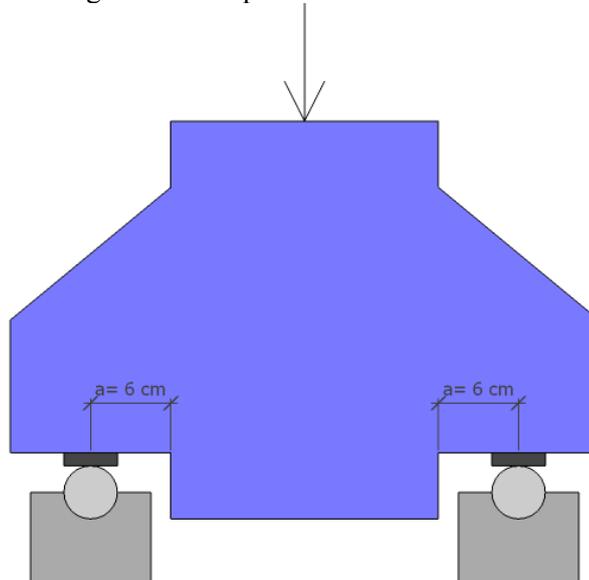
Fonte: Autor

3.5 Metodologia de Ensaio dos Modelos

A metodologia de ensaio consistiu em posicionar os modelos de forma invertida, possibilitando que cada consolo fique apoiado num apoio do primeiro gênero, permitindo rotação. Sendo assim, a força promovida pela prensa é aplicada no pilar e medida, permitindo determinar as cargas de fissuração e de ruptura de cada modelo ensaiado.

Os apoios foram posicionados de modo a fixar a distância “ a ” entre a face do pilar e os centros dos apoios, garantindo a relação a/d predeterminada. Entre cada apoio cilíndrico do suporte da prensa e os consolos foi colocada uma tira de borracha para permitir a melhor acomodação do modelo e melhor distribuição de tensões diante de possíveis irregularidades dos consolos. Além disso, os modelos foram pintados para facilitar a visualização da formação de fissuras durante a realização dos ensaios. A Figura 44 apresenta o esquema dos ensaios realizados.

Figura 44 – Esquema do ensaio realizado



Fonte: Autor

Após o posicionamento adequado do modelo, iniciou-se o processo de aplicação de cargas. A força foi aplicada continuamente até a ruína do modelo, ou seja, até que este não suportasse nenhum incremento de carga. Durante a realização do ensaio, verificava-se, visualmente, a formação de fissuras e registrava-se a respectiva força medida. Por fim, registrava-se a carga última suportada pelo modelo ensaiado. A prensa utilizada no ensaio foi a LOSENHAUSEN (com velocidade controlada pelo operador). As Figuras 45 e 46 apresentam a prensa utilizada e a realização do ensaio, respectivamente.

Figura 45 – Prensa utilizada no ensaio



Fonte: Autor

Figura 46 – Realização do ensaio do modelo



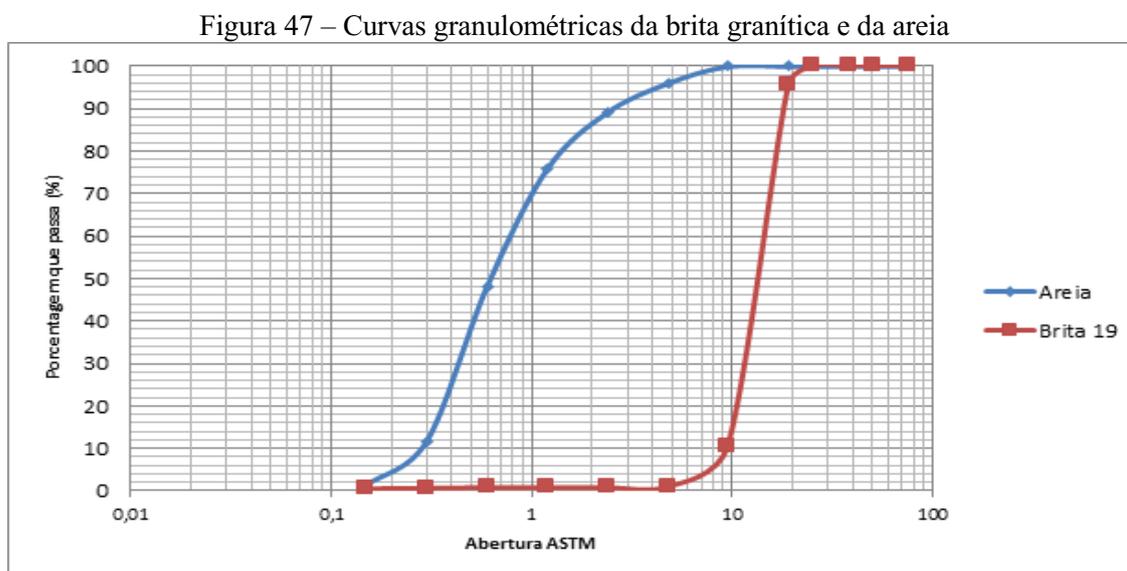
Fonte: Autor

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados e análises da caracterização dos materiais e dos ensaios realizados nos modelos experimentais são apresentados neste capítulo.

4.1 Propriedades Físicas dos Agregados

A Figura 47 apresenta as curvas granulométricas dos agregados graúdos e miúdos utilizados no concreto.



Fonte: Autor

De acordo com o gráfico acima, observa-se que a areia possui graduação contínua, curva muito uniforme (coeficiente de uniformidade = 2,7) e mal graduada (coeficiente de curvatura da curva = 0,8). A brita granítica apresenta graduação uniforme, curva muito uniforme (coeficiente de uniformidade = 1,7) e mal graduada (coeficiente de curvatura da curva = 1,0). O Quadro 8 apresenta as principais características dos agregados, determinadas pela TECNCON – Tecnologia do Concreto e Engenharia Ltda., que foram utilizadas para a determinação do traço do concreto.

Quadro 8 – Características dos agregados utilizados

Características	Agregado Graúdo	Agregado Miúdo
Diâmetro máximo (mm)	19	4,8
Módulo de finura	6,83	3,30
Massa específica (g/cm ³)	2,65	2,62
Massa unitária (kg/m ³)	1,47	1,54

Fonte: Autor

4.2 Resistência à Compressão do Concreto

Os resultados obtidos no ensaio de compressão dos corpos-de-prova cilíndricos estão indicados no Quadro 9, que apresenta a resistência média à compressão (f_{cm}) aos 22 dias do concreto endurecido de acordo com o modelo.

Quadro 9 – Resistência à compressão do concreto aos 22 dias

Modelo	Concreto	Resistência do concreto à compressão, f_{cm} (MPa)
M1	Sem fibras	28,01
M2	Sem fibras	29,28
M3	0,5 % de fibras	31,83
M4	1,0 % de fibras	35,51

Fonte: Autor

A resistência à compressão do concreto sem fibras foi inferior à prevista para os 22 dias, de acordo com as disposições do item 12.3.3 da ABNT NBR 6118 (2014), cujo valor é de 33,90 MPa.

Diante dos resultados acima apresentados, nota-se que a adição de 0,5% de fibras ao concreto promoveu um aumento de 13,6% na resistência compressão do concreto, enquanto que a adição de 1,0% promoveu um aumento de 21,3%. Além disso, observa-se que configuração dos corpos de prova após a ruptura é diferente entre os sem fibra, conforme ilustra a Figura 48, em que ilustra uma amostra com 0,5% de fibras como exemplo.

Figura 48 – Amostras após o ensaio de resistência à compressão do concreto



(a) sem fibras

(b) com 0,5 % de fibras

Fonte: Autor

Verifica-se, portanto, que a amostra de concreto com fibras se apresenta mais íntegra e fissurada, devido à distribuição aleatória das fibras. Isto ocorre porque as fibras interferem na transferência de tensões e no confinamento do próprio concreto, promovendo maior engrenamento dos agregados e, conseqüentemente, maior resistência à compressão. Além disso, observou-se durante a realização do ensaio que a ruptura das amostras que continham fibras ocorreu de forma mais dúctil, com a formação crescente de fissuras e posterior ruptura.

4.3 Resistência à Tração do Aço

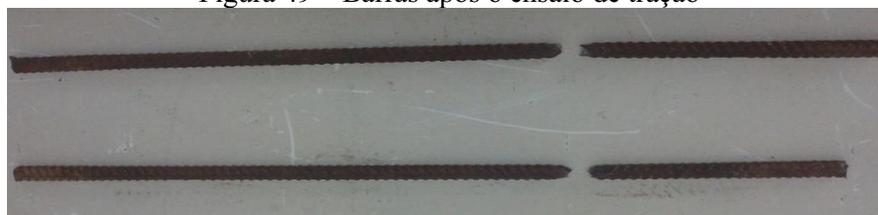
As tensões de escoamento e de ruptura das barras de aço ensaiadas estão apresentadas no Quadro 10. A Figura 49 apresenta as amostras após o ensaio.

Quadro 10 – Tensão de escoamento e de ruptura das barras de aço

Aço	Diâmetro (mm)	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
CA-50	8,0	586,8	676,4
	10,0	522,0	630,5
	12,5	511,5	619,0

Fonte: Autor

Figura 49 – Barras após o ensaio de tração



(a) 8,0 mm



(b) 10,00mm



(c) 12,5 mm

Fonte: Autor

De acordo com os resultados acima apresentados, tem-se que todas as amostras de aço CA-50 utilizado nas armaduras superam as tensões mínimas de 500 MPa para o escoamento e de 540 MPa para a ruptura.

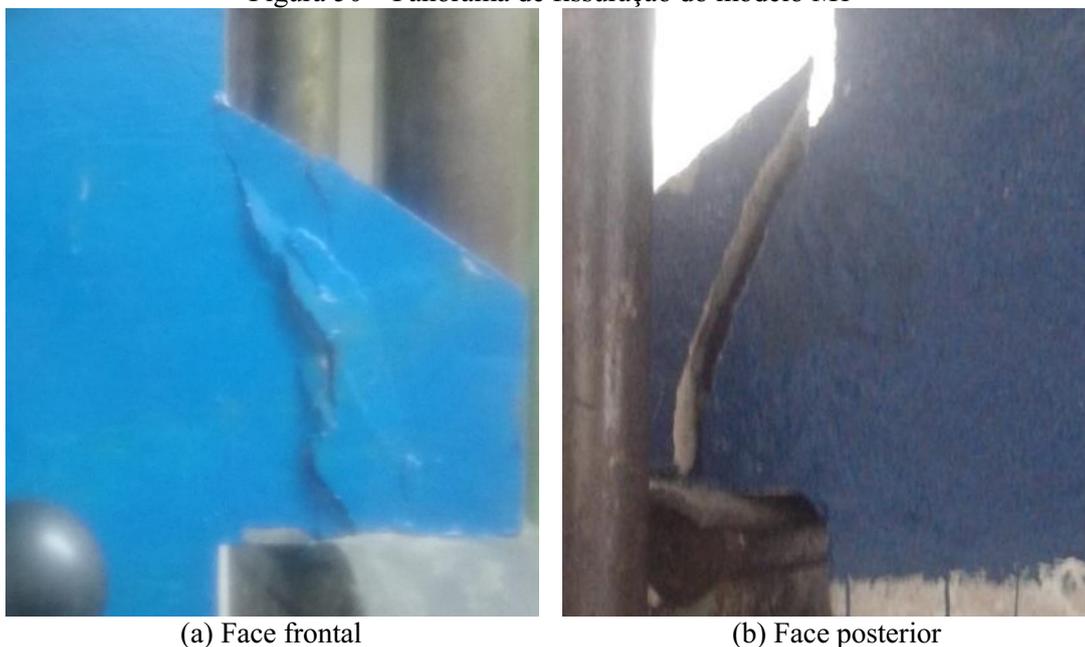
4.4 Modelos Experimentais

4.4.1 Fissuração e forma de ruptura

A análise da fissuração foi realizada de forma visual, ou seja, observa-se atentamente a formação de fissuras nos modelos e registrava-se a respectiva carga medida. A forma de ruptura foi caracterizada após se atingir a força última, isto é, a força a qual o modelo não suportava mais incrementos de carga, resultando numa queda da força resistente.

O modelo M1, sem armadura de costura e sem fibras, iniciou a fissuração na região do apoio de um dos consolos. Posteriormente, surgiram fissuras na biela de compressão do consolo que aumentaram em comprimento e espessura bruscamente, resultando na ruptura quase que imediata do consolo, caracterizando um comportamento frágil. Diante disto, o modelo não suportou mais nenhum incremento de carga, impossibilitando a fissuração e ruptura do outro consolo. A fissuração e ruptura deste modelo ocorreu sob uma carga de 95 kN, ocorrendo a ruptura por fendilhamento da biela comprimida. No plano perpendicular à biela de compressão surgem tensões de tração que, ultrapassando a resistência à tração do concreto, resultam na ruína do consolo, já que não há armadura de costura para combater tais tensões. A Figura 50 apresenta o panorama de fissuração do modelo M1.

Figura 50 – Panorama de fissuração do modelo M1





(d) Face lateral



(c) Ruptura ao final do ensaio

Fonte: Autor

O Modelo M2, com armadura de costura e sem fibras, iniciou a fissuração na região de apoio do consolo. A fissura aumentou progressivamente com o aumento da carga aplicada, se estendendo até atingir a interface consolo-pilar. A fissura no consolo 1 ocorreu, visivelmente, sob uma carga de 125 kN. A fissura visível no consolo 2 ocorreu sob uma carga de 165 kN, se alastrando mais rapidamente do que a do consolo 1. Aos 295 kN de carga aplicada o ensaio foi interrompido por motivos de segurança diante da configuração do modelo, que já apresentava seção de concreto reduzida, correndo o risco de tombar do equipamento. A Figura 51 apresenta o panorama de fissuração do modelo M2.

Figura 51 – Panorama de fissuração do modelo M2



(a) Fissura do consolo 1



(b) Fissura do consolo 2



(c) Face Lateral do Consolo 2



(d) Estado do modelo após a interrupção do ensaio

Fonte: Autor

O Modelo M3, sem armadura de costura e com 0,5% de fibras de aço, iniciou a fissuração na região dos apoios dos consolos. As fissuras se prolongaram progressivamente com o aumento da carga aplicada, até a interface consolo-pilar, indicando visualmente a configuração das bielas comprimidas. Visualmente, a fissura do consolo 1 apareceu sob uma carga de 90 kN, enquanto a fissura do consolo 2 apareceu sob uma carga 122 kN. Aparentemente, os dois consolos do modelo romperam de forma uniforme. O modelo foi ensaiado até a ruptura, que foi caracterizada como sendo por fendilhamento da biela comprimida. Ao final do ensaio, observou-se que, na face posterior do modelo, a fissura principal do consolo 1 atingiu a face superior do pilar. A Figura 52 apresenta o panorama de fissuração do modelo M3.

Figura 52 – Panorama de fissuração do modelo M3



(a) Fissura do consolo 1 – face frontal



(b) Fissura do consolo 2 – face frontal



(c) Fissura do consolo 1 – face posterior



(d) Consolo 1 – face posterior



(e) Ruptura – face frontal



(f) Ruptura – face posterior

Fonte: Autor

O Modelo M4, sem armadura de costura e com 1,0% de fibras de aço, iniciou a fissuração na região do apoio de um dos consolos. Em seguida, aumentou a quantidade de fissuras na biela de compressão, assim como o comprimento destas. As fissuras se prolongaram até atingir a interface consolo-pilar, definindo a região da biela. A fissura do consolo 1 apareceu, visualmente, sob uma carga de 142 kN, enquanto a fissura do consolo 2 apareceu sob uma carga de 210 kN. Não foi possível proporcionar a ruptura dos dois consolos devido à deformação do modelo que levou o pilar a se apoiar na base inferior da prensa.

Observou-se o esmagamento do concreto na face inferior do consolo1. A Figura 53 apresenta o panorama de fissuração do modelo M4.

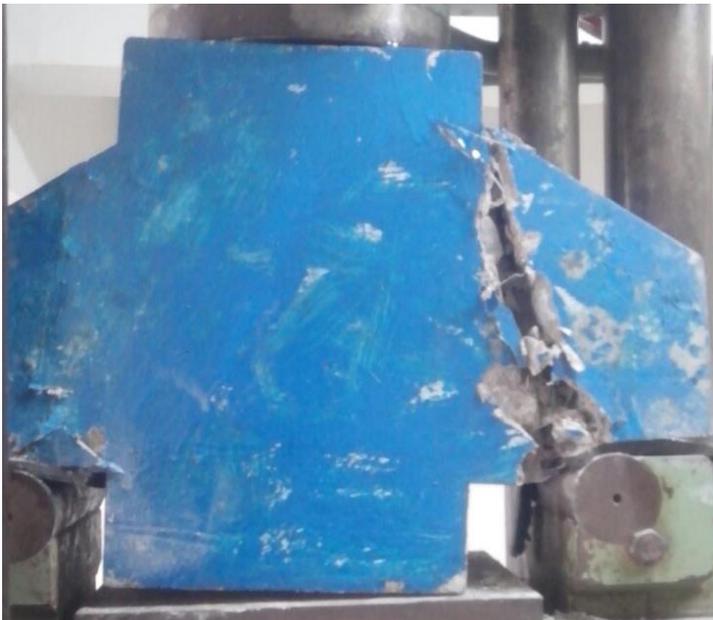
Figura 53 – Panorama de fissuração do modelo M4



(a) Fissura do consolo 1



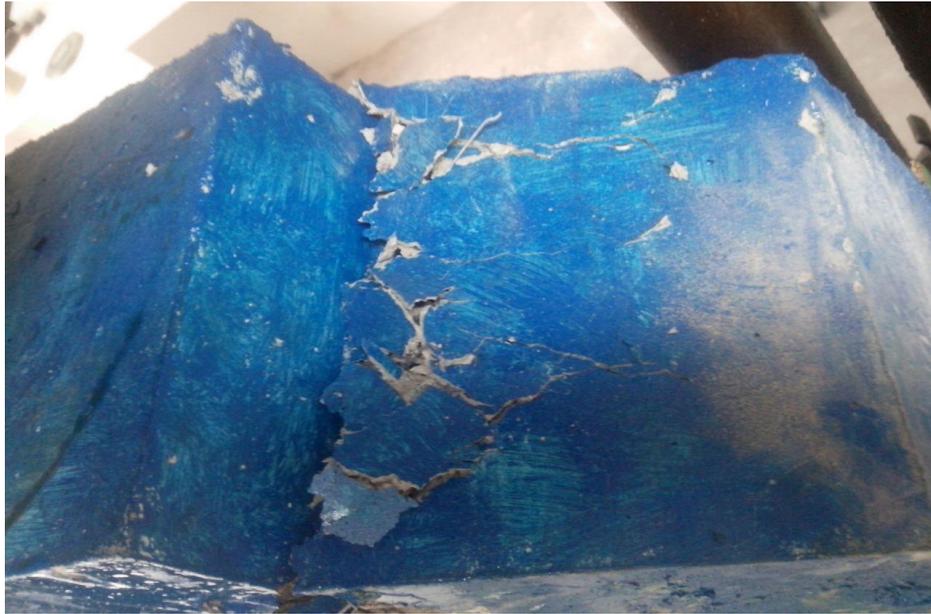
(b) Fissura do consolo 2



(c) Estado do modelo ao final do ensaio



(d) Detalhe das fibras na fissura

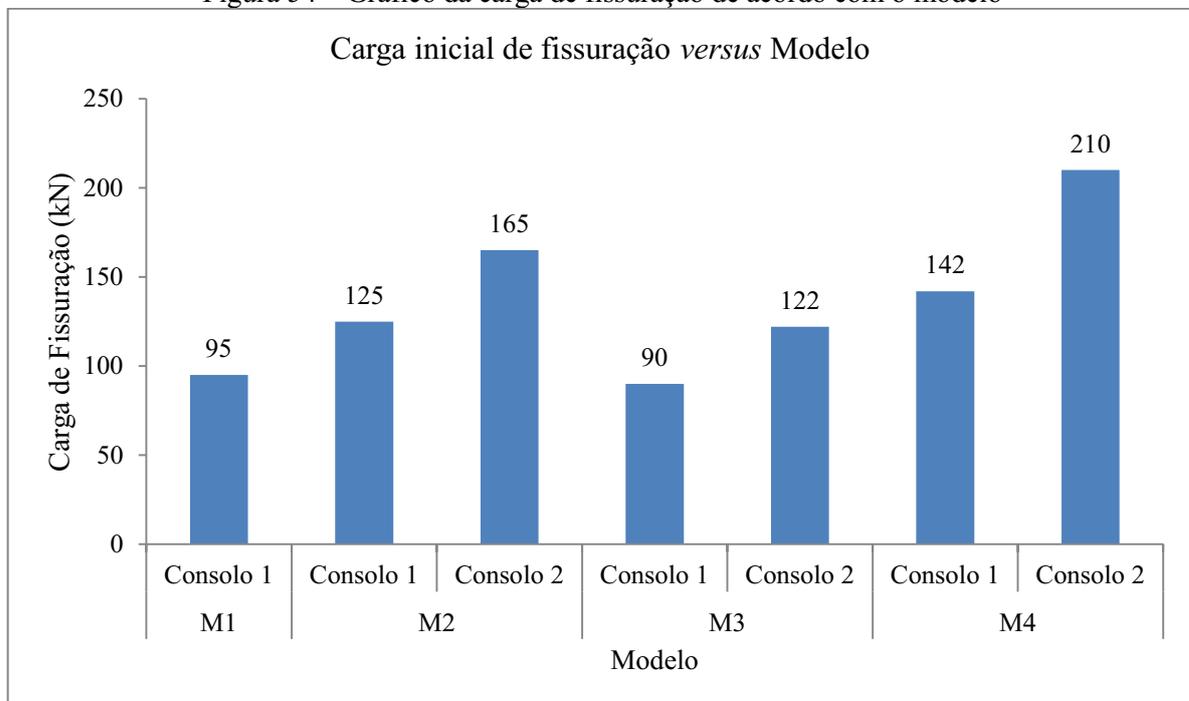


(e) Esmagamento do concreto no canto inferior do consolo 1

Fonte: Autor

A Figura 54 apresenta o gráfico da carga de fissuração de acordo com o modelo ensaiado, permitindo identificar a influência das características de cada modelo sobre a carga de fissuração. O Quadro 11 apresenta a carga média de fissuração de cada modelo.

Figura 54 – Gráfico da carga de fissuração de acordo com o modelo



Fonte: Autor

Quadro 11 – Cargas médias de fissuração

Modelo	Armadura de costura	Teor de fibras (%)	Carga Média de Fissuração (kN)	Carga Média de Fissuração/ Carga Média de Fissuração de M1
M1	Ausente	0	95	1,00
M2	Presente	0	145	1,53
M3	Ausente	0,5	106	1,11
M4	Ausente	1,0	176	1,85

Fonte: Autor

O modelo M1 apresentou a fissura e bruscamente rompeu, conforme descrito anteriormente. Apesar de não ser possível promover a ruptura do modelo M2, pode-se constatar que os consolos 1 e 2 apresentaram a primeira fissura aos 42% e 56% da carga máxima aplicada. Sendo assim, tem-se que essas porcentagens seriam maiores para a carga de ruptura. Comparando estes dois modelos é possível verificar a influência da armadura de costura na resistência à fissuração dos consolos, pois o modelo M2 apresentou uma carga inicial de fissuração média de aproximadamente 53% acima da carga inicial de fissuração do modelo M1. Além disso, é notória a influência da presença de armadura de costura no desenvolvimento das fissuras, conforme descrito anteriormente.

O modelo M3 apresentou o início da fissura do consolo 1 sob uma carga correspondente à 37,5% da carga última, enquanto a fissura do consolo 2 apareceu sob uma carga de aproximadamente 51% da carga última. A carga de início de fissuração do consolo 1 foi muito próxima da carga do modelo M1, porém a do consolo 2 foi superior. Entretanto, o modelo M3 apresentou carga média inicial de fissuração de aproximadamente 47% inferior à do modelo M2. Além disso, observa-se que o panorama de fissuração do modelo M3 apresenta propagação contínua e lenta das fissuras, com menor abertura, aparentando maior controle da fissuração devido à presença das fibras de aço.

O modelo M4 apresentou a maiores cargas médias iniciais de fissuração, cujos valores foram maiores 85%, 21% e 66%, aproximadamente, que os modelos, M1, M2 e M3, respectivamente. Observa-se que o panorama de fissuração demonstra a formação de fissuras de forma mais controlada e com menor abertura que os modelos empregando o concreto sem fibras de aço.

De modo geral, os resultados indicam que a presença das fibras de aço no concreto dos consolos promove maior controle da fissuração (as fissuras se propagam progressivamente e lentamente), menor abertura de fissuras e maior resistência à fissuração. Estes fatos estão relacionados com a capacidade que as fibras possuem de atuarem como pontes de transferência de tensões através das fissuras, reduzindo a concentração de tensões na matriz do concreto. Dessa forma, há indícios de que a adição de fibras de aço promoveu melhorias relacionadas à ductilidade e tenacidade nos modelos analisados.

O fato de que o modelo M4 apresentou maior carga inicial de fissuração que o modelo M3 pode estar relacionado ao teor de fibras adicionado ao concreto, uma vez que o primeiro possui 1,0% e o segundo possui 0,5% de fibras. Isto indica que o aumento no teor de fibras acarreta maior resistência à fissuração, o que afeta na resistência última do consolo, uma vez que a redução da seção de concreto promove concentração de tensões que superam a sua resistência.

Os indícios de comportamento dúctil dos consolos devido à presença de fibras de aço são importantes, pois este comportamento é preferível para o elemento estrutural. Ao apresentar fissuras e se deformar de forma dúctil, o elemento indica que está passível de ruptura, permitindo a execução de reforço e/ou reparo estrutural.

Adicionalmente, tem-se que nos modelos que possuíam fibras de aço incorporadas ao concreto não ocorreu destacamento de placas do concreto, ou seja, a estrutura do consolo se manteve mais íntegra. Este fato está relacionado à aleatoriedade com que as fibras são distribuídas no concreto, o que permite transferência de tensões em várias direções. Além disso, o confinamento que promovem ao concreto influencia na capacidade de carga do elemento estrutural.

4.4.2 Resistência última

A resistência última dos modelos analisados foi definida como a carga relativa à ruína do consolo, ou seja, a máxima carga registrada durante o ensaio. O Quadro 12 expõe os resultados relativos à carga média de fissuração e carga última registrada nos ensaios.

Quadro 12 – Cargas médias de fissuração e resistências últimas dos modelos

Modelo	Armadura de costura	Teor de fibras (%)	Carga Média de Fissuração (kN)	Resistência Última (kN)	Resistência Última/ Resistência Última de M1
M1	Ausente	0	95	95	1,00
M2	Presente	0	145	295*	3,10
M3	Ausente	0,5	106	240	2,52
M4	Ausente	1,0	176	210**	2,21

* Carga a qual o ensaio foi interrompido por motivos de segurança
 ** Carga atingida imediatamente antes do pilar apoiar-se à base do equipamento

Fonte: Autor

Diante dos resultados acima, observa-se a significativa contribuição da armadura de costura para a resistência última do modelo, pois o modelo M2 alcançou uma carga maior que o triplo da carga alcançada pelo modelo M1. Vale ressaltar que o modelo M2 atingiu uma carga de 295 kN, mas não foi sua carga última devido à interrupção do ensaio. Dessa forma, tem-se que a carga última poderia ser muito maior. Isso ocorre porque a armadura de costura atua resistindo às tensões de tração que surgem perpendicularmente à biela de compressão, confinando o concreto e impedindo sua ruptura por tração, que promove o fendilhamento da biela.

A resistência última do modelo M3 foi aproximadamente 152% maior que a do modelo M1, porém inferior 23% que a máxima carga do modelo M2, aproximadamente. Todavia, estes resultados indicam a significativa contribuição das fibras de aço para a resistência última do modelo, pois um acréscimo de 0,5% de fibras de aço promoveu um acréscimo de 152% da resistência última do modelo.

Tal fato está relacionado, novamente, à capacidade das fibras em transmitir as tensões através das fissuras, além de confinar o concreto na região da biela de compressão, promovendo maior engrenamento dos agregados. O arrancamento de algumas fibras da matriz de concreto fornece indícios da atuação destas na resistência e transmissão dos esforços internos do consolo.

Apesar de não ser possível registrar a força última do modelo M4, é possível presumir que este poderia atingir uma resistência última considerável diante do panorama de fissuração e das cargas iniciais de fissuração registradas, além da presença de mais fibras de aço que os demais modelos analisados.

Portanto, de um modo geral, é notável a influência das fibras de aço no processo de fissuração e na resistência última dos modelos, promovendo melhorias de resistência, controle de fissuração e, aparentemente, melhorar a ductilidade e tenacidade dos consolos.

Apesar do modelo atrito-cisalhamento ser o indicado para a análise e dimensionamento dos consolos muito curtos, os experimentos realizados mostraram que em nenhum dos casos houve a ruptura por cisalhamento na interface consolo-pilar, inclusive no modelo M2 (sem fibras e com armadura de costura), que apesar de não ter sido levado à ruptura, observou-se a fissuração ao longo das bielas comprimidas. A armadura horizontal, presente no modelo M2, é destinada, teoricamente, a garantir a integridade e o equilíbrio entre o consolo e o pilar diante da formação do plano de cisalhamento entre estes.

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho consistiu em avaliar o comportamento estrutural dos consolos muito curtos de concreto armado (com relação $a/d = 0,4$), verificando a influência da presença da armadura de costura e da presença de fibras de aço adicionadas ao concreto nos teores de 0,5% e 1,0%. Sendo assim, este capítulo apresenta as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

5.1 Conclusões

Para avaliar o comportamento estrutural dos consolos e verificar a influencia da presença da armadura de costura e da presença de fibras de aço adicionadas ao concreto nos teores de 0,5% e 1,0%, foi avaliado o panorama de fissuração, a resistência à fissuração, o mecanismo de ruptura e a capacidade resistente dos consolos. As principais conclusões obtidas neste trabalho são:

- a ausência da armadura de costura, assim como de fibras de aço, acarreta numa ruptura brusca do consolo, imediatamente após o aparecimento da fissura ao longo da biela de compressão;
- a presença de fibras de aço promoveu maior controle de fissuração e menor abertura de fissuras nos consolos, apresentando panoramas de fissuração diferentes em relação aos consolos sem fibras, ou seja, com desenvolvimento lento e progressivo das fissuras, além promover melhor integridade do elemento estrutural mediante o processo de fissuração;
- os consolos empregando armadura de costura ou fibras de aço apresentaram maiores resistências à fissuração, sendo que a presença de armadura de costura promoveu um aumento de aproximadamente 53% na carga de fissuração, enquanto a presença de fibras de aço nos teores de 0,5% e 1,0% apresentaram aumento de aproximadamente 11% e 85%, respectivamente;
- diante do panorama de fissuração e da forma de ruptura dos modelos ensaiados, o mecanismo de ruptura visualmente constatado foi o de fendilhamento da biela de comprimida, indicando, pois, que o modelo de biela e tirante parece refletir melhor o comportamento dos consolos analisados, cuja relação a/d é igual a 0,4;

- com relação à resistência última, a presença da armadura de costura influenciou significativamente, revelando elevado aumento da capacidade resistente em relação ao consolo sem esta armadura;
- a presença de fibras de aço promoveu aumento na capacidade resistente dos consolos devido ao confinamento da biela de compressão e a transmissão de tensões através das fibras, sendo que os consolos com 0,5% de fibras de aço alcançaram uma força última 152% maior que o modelo sem fibras e sem armadura de costura; enquanto o modelo com 1,0% de fibras de aço alcançou uma força 121% maior sem apresentar ruptura;
- os consolos com fibras de aço apresentaram indícios de comportamento mais dúctil e tenaz, ressaltando a influencia das fibras na melhoria destas propriedades e no próprio comportamento estrutural do elemento;
- o emprego das fibras de aço em substituição da armadura de costura dos consolos analisados mostrou-se ser uma alternativa eficiente e vantajosa tanto para o processo construtivo quanto no desempenho do elemento estrutural com relação à resistência e ao controle de fissuração, principalmente quando utilizado o teor de 1,0%, que apresentou maior resistência à fissuração, porém não apresentou resistência última maior que o modelo sem fibras e empregando armadura de costura.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Os resultados obtidos no presente trabalho apresentam a relevância que este estudo tem de promover melhorias tecnológicas no setor da Construção Civil, principalmente no setor de estruturas pré-fabricadas. Com o objetivo de melhorar e aprofundar os conhecimentos sobre o assunto e intencionando manter as pesquisas são apresentadas as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- analisar os modelos estudados por meio de modelagem computacional;
- empregar instrumentação, como transdutor de deslocamento e extensômetro elétrico, para avaliar as deformações da armadura e do consolo como um todo;
- avaliar o comportamento estrutural diante da substituição parcial da armadura de costura por fibras de aço;
- realizar estudos semelhantes e aprimorados para consolos curtos e longos, avaliando a influência da presença de fibras de aço;

- analisar a influência de demais parâmetros sobre o comportamento estrutural e capacidade resistente do consolo, variando a relação a/d e a resistência à compressão do concreto;
- avaliar a influência da adição de outros teores de fibras de aço, assim como de outros tipos de fibras, sobre o comportamento estrutural e capacidade resistente do consolo;
- analisar os modelos de cálculo empregados para os consolos mediante estudos experimentais, de modo a aperfeiçoar estes modelos.

CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, D. L. et al. **Análise comparativa de modelos de cálculo para consolos de concreto**. Revista INBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, n. 3, p. 435-470, mai. 2016.

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

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6152 - Materiais Metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 15530: Fibras de aço para concreto – Especificações**. Rio de Janeiro, 2007.

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

_____. **NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

BELGO BEKAERT. **Ficha Técnica de fibras de aço Dramix 3D 65/60 BG**. Disponível em: <<http://www.belgobekaert.com.br/Produtos/Documents/DRAMIX-3D-6560BG-BRA.pdf>> Acesso em 24 de ago. 2017 às 10:31 h.

BELLÚCIO, E. K. **Comportamento de chumbadores embutidos em concreto com fibras de aço para ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 155 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

CAMPIONE, G., LA MENDOLA, L., MANGIAVILLANO, M. L. **Steel fiber-reinforced concrete corbels: Experimental behavior and shear strength prediction**. ACI Structural Journal, v. 104, n. 5, p. 570-579, 2007.

CARVALHO, E. **Estudo da variabilidade da tenacidade de concretos reforçados com fibras de aço por meio de ensaios à flexão em prismas moldados e extraídos**. 190 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

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

DANIN, A. R. **Estudo da aderência entre concreto e armadura: Análise da influência das fibras de aço**. 277 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 2000, 441 p.

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 de aço**. Boletim Técnico (BT/PCC/260). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2000.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto reforçado com fibras**. 256 f. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

HAFEZ A. M. A. et al. **Shear behaviour of high strength fiber reinforced concrete corbels**. Journal of Engineering Sciences, Assiut University, v. 40, n. 4, p. 969-987, jul. 2012.

INFORSATO, T. B. **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. 234f. Dissertação (Mestrado em construção civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2009.

MACHADO, C. P.; PIMENTA, P. M. **Consolos muito curtos de concreto armado: modelos e critérios para a análise com uma nova formulação proposta de atrito-cisalhamento**. In: Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 4., , São Paulo, 2000.

MACHADO, A. C. et al. **Investigação 3D da distribuição de fibras de aço em concreto reforçado por microtomografia de raios X**. Revista INBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, n. 5, p. 707-720, out. 2015.

OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. et al. **Influência das fibras de aço e das adições minerais na fissuração de tirantes de concreto armado**. Revista INBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2, n. 2, p. 142-165, jun. 2009.

OLIVEIRA, E. M. **Consolos de concreto moldado em duas etapas: Influência do tratamento da interface e da adição de fibras de aço**. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2012.

SALMAN, M. M.; AL-SAHAARBAF, I.; ALIEWI, J. M. **Experimental Study on the Behavior of Normal and High Self-compacting Reinforced Concrete Corbels**. Journal of Engineering and Development, v. 18, n.6, p. 17-35, nov. 2014.

SANTOS, K. F; VIEIRA, D. V. **“Software” Para Dimensionamento De Consolos Curtos De Concreto Armado**. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 9., Rio de Janeiro, mai. 2016.

SANTOS, V. M. P. **Análise de confiabilidade em modelos de bielas e tirantes**. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2014.

SILVA, E. M. O. **Análise da abertura de junta e adição de fibras de aço em consolos confeccionados em etapa distinta do pilar.** 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2015.

SIMPLÍCIO, M. A. S. **Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras.** 263 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

TORRES, F. M. **Análise teórico-experimental de consolos de concreto armado.** 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

YASSIN, L. A. Gh; SAYHOOD, E. K.; HANSAN, Q. A. M. **Reinforced Concrete Corbels – State of the Art.** Journal of Materials and Engineering Structures, n. 2, p. 180-205, 2015.