

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Jéssica Oliveira da Silva

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE CONSOLES DE CONCRETO
ARMADO PELO MODELO DE BIELAS E TIRANTES**

Santa Cruz do Sul

2016

Jéssica Oliveira da Silva

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE CONSOLES DE CONCRETO
ARMADO PELO MODELO DE BIELAS E TIRANTES**

Trabalho de conclusão apresentado ao curso de
Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do
Sul para obtenção do título de Engenheira Civil.
Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin.

Santa Cruz do Sul

2016

Jéssica Oliveira da Silva

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE CONSOLES DE CONCRETO
ARMADO PELO MODELO DE BIELAS E TIRANTES**

Trabalho de conclusão apresentado ao curso de
Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do
Sul para obtenção do título de Engenheira Civil.
Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin.

Prof. M.Sc. Christian Donin
Professor Orientador – UNISC

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor Examinador – UFSM

Prof. M.Sc. Henrique Luiz Rupp
Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul
2016

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado o dom da vida, e saúde, pois sem ele não chegaria ao fim desta jornada.

Ao meu esposo Iago que sempre esteve ao meu lado em todos os momentos da minha vida, me dando força e coragem, para superar todos os obstáculos, por dividir comigo uma família, me proporcionando a alegria de ser mãe.

À toda minha família em especial, aos meus pais Nelmo e Rejane, meus irmãos Robson e Jackson, aos meus tios Luciano, Viviane, Paulo e Patrícia, a minha avó Marli “in memoriam” pela educação, carinho, amor, e conselhos que me deram, se tornando responsáveis pela pessoa que sou hoje.

Aos pequenos Máximus, Francisco, Ilana, Iuri, Flor, Erick, Sarah e João meus amores que sempre me proporcionaram momentos de alegria.

Aos meus sogros Jorge e Jussara, que sempre me apoiaram e incentivaram a lutar pelos meus sonhos.

Aos tios e primas que Deus me deu de presente, Gelson, Nadia, Nadine e Isabele, pelo incentivo, carinho, pela cumplicidade e por me proporcionar momentos bons.

Aos colegas e amigos da empresa DM construções, em especial ao Diego Michels, Catia Michels, aos engenheiros Gabriel Aued e Vinicius Sanson, ao Guilherme, Graziele, Maria Eduarda e Flaviane, pela compreensão, por toda a ajuda, pelos conselhos e pela aprendizagem

Aos amigos futuros engenheiros mecânicos, Hernando Burin, Augusto Paz, Lucas Marion por estar sempre à disposição, pelas caronas, pelas conversas nos momentos de distração.

Aos meus colegas de turma, em especial a Arthur Baumardt, Daniela Amaral, Eduardo Alttermam, João Vitor, Patrícia Etges, Rafaela Baierle pelo companheirismo, apoio e amizade.

A minha amiga Paola Barbieri e amigo Henrique Braga, companheiros de trabalho de conclusão de curso, pela ajuda, amizade, pelo incentivo, por mencionar muitas vezes a frase “no final tudo dá certo”.

A todos os funcionários e estagiários do laboratório de estruturas da UNISC, em especial Rafael e Lidiane, por estar sempre dispostos em ajudar, pelo empenho carinho e dedicação.

Ao Vilson e Marlon funcionários do laboratório da engenharia mecânica, pela disposição em ajudar.

A todos os professores que se dedicaram e transmitiram seus conhecimentos, em especial ao Marco Pozzobom, Camila Crauss, João Rodrigo e ao meu orientador Christian Donin, por

sua orientação, paciência, comprometimento e dedicação, por ser uma fonte de incentivo, e por acreditar no meu potencial e me proporcionar um novo conhecimento.

RESUMO

Este trabalho realiza a análise teórica e experimental de consoles de concreto armado, com ênfase em consoles curtos submetidos à carregamento direto. Apresenta-se a análise das armaduras necessárias para o modelo utilizado, bem como seu posicionamento, ancoragem e detalhes para o funcionamento da peça como um elemento estrutural. Buscou-se ainda avaliar os modos de ruptura dos consoles, assim como, a trajetória das tensões que ocorrem nestes elementos após a aplicação de carga. Comparou-se os resultados experimentais com os resultados teóricos empregando-se o modelo de cálculo de bielas e tirantes. Ao final do estudo é possível concluir que método de cálculo empregado apresenta resultados bastante conservadores, portanto, a favor da segurança.

Palavras chave: Console de concreto; bielas e tirantes.

ABSTRACT

This paper treats theoretical and experimental analysis of corbels reinforced concrete, with an emphasis on short consoles subjected to direct load. It presents the analysis of needed reinforcement for the model as well as its positioning, anchoring and details for the operation part as a structural element. It has also sought to evaluate the cracking of the concrete corbels, as well as the trajectory of the stresses that occur in these elements after load application. It is compared the experimental results with theoretical results applied on the strut and tie calculation model. At the end of the study, it was concluded that employed method of calculation results shows quite conservative therefore in favor of safety.

Keywords: Corbels; strut and tie; joints.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Modelo de bielas e tirantes para consoles curtos	17
Figura 2 - Trajetória de tensões	19
Figura 3 - Console com aplicação de carga direta.....	20
Figura 4 - Console com aplicação carga indireta	21
Figura 5 - Deformação excessiva do tirante	22
Figura 6 - Esmagamento do concreto	23
Figura 7 - Ruptura por cisalhamento	24
Figura 8 - Disposição da armadura de um console curto	31
Figura 9 - Posicionamento da armadura de costura.....	32
Figura 10 - Modelo de análise de um console	34
Figura 11 - Modelo de console A-D	42
Figura 12 - Modelo de console E-F	43
Figura 13 - Relação limite para a mudança de tipo de consoles.....	44
Figura 14 - Tensão limite de cisalhamento em estado de utilização	45
Figura 15 - Transição de um console muito curto para um normal.....	46
Figura 16 - Zonas de transição	46
Figura 17 - Comportamento típico de um console perto da carga de ruptura	48
Figura 18 - Modelo de cálculo de acordo com a EN 1992-1-1	48
Figura 19 - Distancia da aplicação da carga	50
Figura 20 - Definição das dimensões das formas (cm)	54
Figura 21 - Projeto e execução das formas.....	55
Figura 22 - Aplicação de desmoldante e fixação das formas	55
Figura 23 - Detalhamento da armadura para os protótipos 2, 3 e 4.....	56
Figura 24 - Montagem da armadura	57
Figura 25 - Montagem final para console com tirante de diâmetro 8mm	58
Figura 26 - Montagem final para o console com tirante com diâmetro 5mm	59
Figura 27 - Homogeneização do material.....	60
Figura 28 - <i>Slump test</i>	61
Figura 29 - Adensamento do concreto dividido em camadas.....	62
Figura 30 - Nivelamento da superfície	62
Figura 31 - Preparação do equipamento de ensaio	63

Figura 32 - Peneiramento da areia grossa.....	64
Figura 33 - Peneiramento da areia média	65
Figura 34 - Lavagem e secagem da brita.....	66
Figura 35 - Moldagem e cura dos corpos de prova	67
Figura 36 - Preparação dos CPs para o ensaio	68
Figura 37 - Realização do ensaio de tração nas barras de aço.....	70
Figura 38 - Ruptura por esmagamento da biela de compressão ocorrida no console 1.....	73
Figura 39 - Ruptura por deformação excessiva do tirante console 2.....	74
Figura 40 - Ruptura por deformação excessiva do tirante console 3.....	74
Figura 41 - Ruptura por deformação excessiva do tirante console 4.....	75
Figura 42 - Verificação do d' para os consoles 2 e 3	75
Figura 43 - Verificação do d' para o console 4 =6,5 cm.....	76
Figura 44 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 1.....	77
Figura 45 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 2.....	78
Figura 46 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 3.....	79
Figura 47 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 4.....	81

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Diagrama força x deslocamento para os ensaios realizados nos consoles.....	71
Gráfico 2 - Valores de carga de ruptura	87
Gráfico 3 - Carga de ruptura x altura útil	88
Gráfico 4 - Representação da região onde é esperada a ruptura.....	89
Gráfico 5- Tensão de cisalhamento última definida a partir da resistência do concreto kN/cm ²	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de ponderação	27
Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	27
Tabela 3 - Coeficiente de ajustamento γ_n	28
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c=10\text{mm}$	29
Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	29
Tabela 6 - Coeficiente de atrito	38
Tabela 7 - Esforços horizontais H_d	41
Tabela 8 - Diâmetro dos pinos de dobramento (D)	57
Tabela 9 - Diâmetro do pino de dobramento para estribos.....	58
Tabela 10 - Quantidade de materiais utilizados para 1m^3	59
Tabela 11 - Definição do traço unitário de concreto baseado no traço par 1m^3	60
Tabela 12 - Resistência a compressão do concreto para Protótipo 1.....	68
Tabela 13 - Resistência a compressão do concreto para Protótipo 2.....	69
Tabela 14 - Resultados obtidos nos ensaios de tração das barras de aço CA-50	69
Tabela 15 - Resultados obtidos nos ensaios de tração das barras de aço CA-60	70
Tabela 16 - Parâmetros dos materiais e resultados experimentais	72
Tabela 17 - Fatores a considerar em situação de projeto.....	83
Tabela 18 - Cargas e desvio padrão dos protótipos	89
Tabela 19 - Tensões de cisalhamento última e desvio padrão dos protótipos.....	90
Tabela 20 - Resistências e rupturas experimentais	91
Tabela 21 - Tensões de cisalhamento e rupturas de projeto e experimentais.....	92

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	Área e limitação do tema.....	14
1.2	Objetivos.....	15
1.2.1	Objetivo geral.....	15
1.2.2	Objetivos específicos	15
1.3	Justificativa	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1	Verificações de Tensões.....	17
2.1.1	Consoles carregados diretamente.....	19
2.1.2	Consoles carregados indiretamente	20
2.2	Comportamento estrutural.....	21
2.2.1	Tipos de rupturas.....	22
2.3	Modelo de cálculo	24
2.3.1	Modelo de bielas e tirantes.....	25
2.3.2	Modelo de atrito-cisalhamento	26
2.4	Dimensionamento	26
2.4.1	Segurança	26
2.4.2	Disposições construtivas	30
2.4.3	Verificação da biela de compressão	32
2.4.3.1	Determinação do cortante	32
2.4.3.2	Consoles curtos.....	35
2.4.3.3	Consoles muito curtos.....	35
2.4.4	Armadura de tirante.....	35
2.4.4.1	Console viga em balanço	36
2.4.4.2	Console curtos	36
2.4.4.3	Console muito curtos	37
2.4.5	Armadura de costura	38
2.4.5.1	Console curto.....	39
2.4.5.2	Console muito curtos	39
2.4.6	Armadura de suspensão	39
2.4.7	Armadura transversal	40
2.4.8	Momento atuante na estrutura.....	40

2.4.9	Transmissão de esforços horizontais.....	41
2.4.10	Aparelho de apoio	41
2.4.10.1Aparelho de apoio de elastômero	
	41	
2.5	Algumas pesquisas.....	42
3	METODOLOGIA	49
3.1	Definição do protótipo	49
3.1.1	Determinação da relação ad	49
3.1.2	Carga estimada de ruptura	50
3.1.3	Tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento última estimadas	51
3.2	Construção dos protótipos e caracterização dos materiais	53
3.2.1	Formas	53
3.2.2	Aço	56
3.2.3	Concreto	59
3.2.4	Caracterização dos materiais	64
3.2.4.1	Ensaio a compressão axial do concreto	66
3.2.4.2	Ensaio de tração nas barras de aço	69
4	RESULTADOS	71
4.1	Resultados experimentais para ensaio de compressão dos consoles	71
4.1.1	Modos de rupturas	72
4.1.2	Verificação da distância da face superior do console até o centro de gravidade do primeiro estribo.	75
4.1.3	Tensões de cisalhamento calculadas a partir dos dados experimentais	76
4.1.3.1	Tensões de cisalhamento protótipo 1:	76
4.1.3.2	Tensões de cisalhamento protótipo 2:	78
4.1.3.3	Tensões de cisalhamento protótipo 3:	79
4.1.3.4	Tensões de cisalhamento protótipo 4:	80
4.2	Determinação do momento atuante na estrutura a partir da carga experimental	
	82	
4.3	Calculo teórico pelo modelo de bielas e tirantes de acordo com a NBR 9062:2006 e a NBR 6118:2014	82
4.3.1	Carga de projeto para o console 1:	83
4.3.2	Carga de projeto para o console 2:	83
4.3.3	Carga de projeto para o console 3:	84

4.3.4	Carga de projeto para o console 4:	85
4.4	Determinação do momento atuante na estrutura a partir da carga experimental	
	86	
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	87
5.1	Cargas verticais	87
5.2	Contribuição da altura útil no aumento da capacidade resistente	88
5.3	Atuação do momento em relação ao plano de cisalhamento	88
5.4	Cargas verticais e tensão de cisalhamento última	89
5.6	Análise do comportamento e modos de rupturas	91
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	93
	REFERÊNCIAS	95
	ANEXOS	97

1 INTRODUÇÃO

A construção civil comparada aos outros ramos industriais, apresenta baixa produtividade, grande desperdício de materiais, morosidade e não possui um eficiente controle de qualidade. Uma das maneiras de diminuir esses índices, aumentar a produtividade, manter um eficiente controle de qualidade, é a utilização de técnicas de elementos pré-moldados. (EL DEBS, 2000).

A utilização do sistema de estruturas pré-moldadas, feito dentro ou fora da obra, onde adquire-se uma certa resistência antes do seu posicionamento definitivo, aumenta o grau de desenvolvimento tecnológico, acarreta maior oferta de equipamentos, valorização da mão de obra, e rigoroso controle de qualidade.

Segundo El Debs (2000) grande diferença entre um projeto de estruturas de concreto pré-moldado e um projeto de estruturas moldado “in loco” se dá pela necessidade de considerar outras situações de cálculo além da situação final da estrutura, e da necessidade das ligações entre os elementos pré-moldados que formam a estrutura, as ligações entre esses elementos estruturais, é uma das partes mais importantes do projeto, pois são responsáveis, por transmitir e absorver deformações presentes nas estruturas, devendo levar em consideração sua produção, execução e montagem, pois as mesmas variam de acordo com cada projeto.

A interligação se dá, comumente por um elemento estrutural chamado console, responsável por fazer a interligação, tendo como função principal a transferência de forças entre as interfaces, de forma que interajam entre si como apenas um elemento estrutural.

Consoles são peças pequenas, responsáveis por suportar grandes esforços, garantindo a interligações entre os elementos, afim de formar uma estrutura, desse modo é de fundamental o estudo e o análise do comportamento desse elemento estrutural, para garantir a estabilidade, e evitar que a estrutura venha a colapso.

1.1 Área e limitação do tema

A área deste trabalho é de estruturas pré-moldadas focada no dimensionamento e análise do comportamento de consoles curtos abordando as tensões em que está submetido, e como se dá a ruptura de consoles presentes em pilares.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O trabalho tem como finalidade, analisar e avaliar o comportamento de consoles curtos presentes em pilares de concreto, realizar o dimensionamento dos mesmos, pelo método de cálculo, de bielas-tirantes, contribuir para o estudo desse elemento estrutural, buscando ampliar conhecimentos.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo geral desse trabalho, ou seja, analisar e realizar o dimensionamento de consoles curtos, foram traçados alguns objetivos específicos, como:

- Revisar os modelos teóricos;
- Analisar parâmetros de cálculos;
- Realizar o dimensionamento através do método de bielas e tirantes de acordo com a NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006;
- Desenvolver ensaios experimentais de consoles curtos;
- Aplicar carregamentos até a ruptura do console;
- Analisar o tipo e a causa de ruptura;
- Comparar os resultados obtidos com o modelo de cálculo, avaliando seu desempenho

1.3 Justificativa

A utilização de estruturas pré-moldadas, vem sendo cada vez mais utilizadas, e nesse tipo de estruturas está presente o console, elemento responsável pela interligação da viga com o pilar.

Segundo El Debs (2000), os consoles merecem um tratamento à parte, pois são estruturas em balanço bastante curtos, e em geral não vale a teoria de flexão utilizado em vigas.

Os consoles são uns dos elementos mais importantes de uma estrutura pré-moldada, sendo responsáveis por realizar a transmissão de cargas das vigas até os pilares onde transmitem as mesmas para as fundações e solo.

Esse elemento garante a estabilidade global da estrutura. Para assegurar o comportamento do console, é necessário um eficiente dimensionamento, de acordo com o tipo, necessidade de armaduras característica do modelo, também deve-se ter um minucioso controle na execução da estrutura pré-moldada como um todo, pois as vigas devem se encaixar perfeitamente nos consoles, sendo permitido pequenos ajustes.

Console é um elemento que deve ser dimensionado com precisão, por ser responsável por transmitir os esforços proveniente da edificação, na ocorrência de falhas progressivas, leva a estrutura a colapso.

Sabe-se que para se obter o dimensionamento correto de uma estrutura, deve-se conhecer seu comportamento, os modelos de cálculo, os tipos existentes, as disposições construtivas das peças, os tipos e as possíveis causas de ruptura. De acordo com a NBR 6118:2014, o dimensionamento de consoles curto é realizado pelo modelo de bielas e tirantes, para conhecer o real comportamento do método é essencial, revisar o modelo teórico.

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014, deve-se garantir o comportamento estrutural adequado, devendo definir ancoragem, e distribuição da armadura.

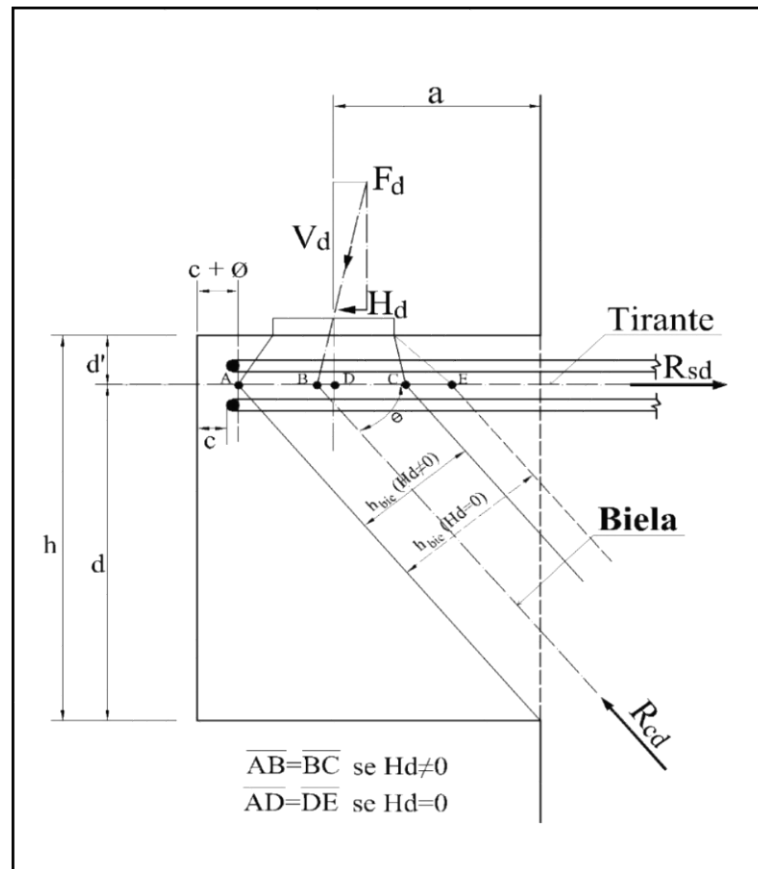
Visto que há poucos estudos sobre consoles, e por ser um elemento muito importante de ligação entre pilar e a viga, e a fim de saber o real comportamento do mesmo, mostrou-se necessário realizar uma análise, comparando os modelos teóricos com os experimentais. Baseado no contexto, torna-se indispensável o estudo do console.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Verificações de Tensões

De acordo com NBR 6118:2014, são considerados consoles, os elementos em balanço nos quais a distância (a) da carga aplicada à face do apoio é menor ou igual a altura útil do console (d), conforme Figura 1.

Figura 1 - Modelo de bielas e tirantes para consoles curtos



Fonte: NBR 6118: 2014.

- O console é curto se $0,5 d \leq a \leq d$ e muito curto se $a < d$.
- No caso em que $a > d$, deve-se tratado como viga em balanço e não mais como um console.

Segundo NBR 9062:2006, consoles com a relação $1 < \frac{a}{d} \leq 2,0$ se dimensiona como viga em balanço, e entre $0,5 < \frac{a}{d} \leq 1,0$ (consoles curtos) o dimensionamento é feito pelo modelo de bielas e tirantes. E para $\frac{a}{d} \leq 0,5$ (consoles muito curtos), se dimensiona supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do console com seu suporte.

Para Araújo (2014), consoles são vigas curtas em balanço dimensionados através do modelo de treliças que transmitem as cargas para o pilar por meio de biela de compressão e de um tirante.

El Debs (2000) console servem de apoio para outras partes da estrutura ou para cargas de utilização.

Conforme Leonhardt & Mönning (1978), as primeiras pesquisas teóricas e experimentais foram realizadas em Karlsruhe por G. Fran e H. Niedenhoff e posteriormente por A. Mehmel e W. Freitag. Determinando qual relação ideal de altura e comprimento de um console, chegando à conclusão que, é conveniente que a altura d seja maior que o comprimento em balanço onde $\frac{a}{d} = 0,6$ a $0,5$, para que seja capaz de suportar as tensões a qual está sendo solicitado, segundo Figura 2.

De acordo com Franz e Niedenhoff (1963), para um console com relação $\frac{a}{d} = 0,5$, mostra que a parte inferior do console praticamente não é solicitada, de modo que a mesma não tem contribuição para sua resistência. Que as isostáticas de tração, são quase horizontais com tensão constante desde o ponto de aplicação até a face do pilar, por apresentar esse comportamento o elemento apresenta, há necessidade de uma armadura na face superior do console, denominada armadura de tirante. As tensões de compressão partem do ponto de aplicação da força e vão até a base do console, surgindo então a formação de biela, e que as demais tensões podem ser absorvidas por estribos horizontais, com base nesses estudos, recomenda-se a utilização do modelo de treliça para o cálculo de consoles.

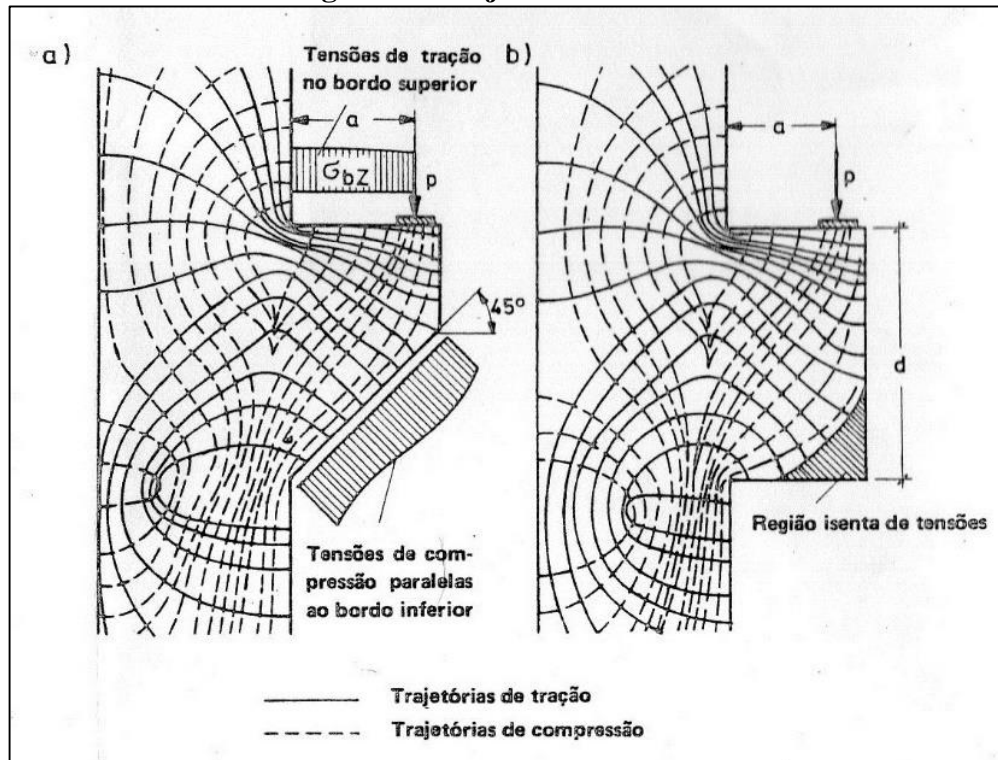
Para um console de carregamento concentrado, que a aplicação da carga fica a uma distância de $a = 0,5 d$ mostra que trajetórias de tensões, sendo um console retangular, onde que o canto exterior interno fica eximido quase que totalmente de efeito de tensões, isso, porque a resistência a cargas de um console se dá por diagonal comprimida e um banzo tracionado (LEONHARDT & MÖNNIG, 1978).

Araújo (2014), afirma que segundo resultados teóricos e experimentais de consoles com dimensões retangulares mostram que, a região à direita da biela de compressão fica isenta de tensões, onde a mesma não tem finalidade de contribuir para a resistência do mesmo, sendo que o console poderia ser produzido desconsiderando essa região, mas na prática por razão da facilidade de execução são produzidos consoles retangulares com altura útil (d) constante.

Carvalho (2014), mostra que a união do aço e concreto por meio de bielas e tirante, garantindo a eficácia dos mesmos, afim de resistir os esforços solicitantes e dissipá-los, e

também a significativa participação do concreto comprimido, contribuindo para o aumento de resistência ao cisalhamento de peças fletidas.

Figura 2 - Trajetória de tensões

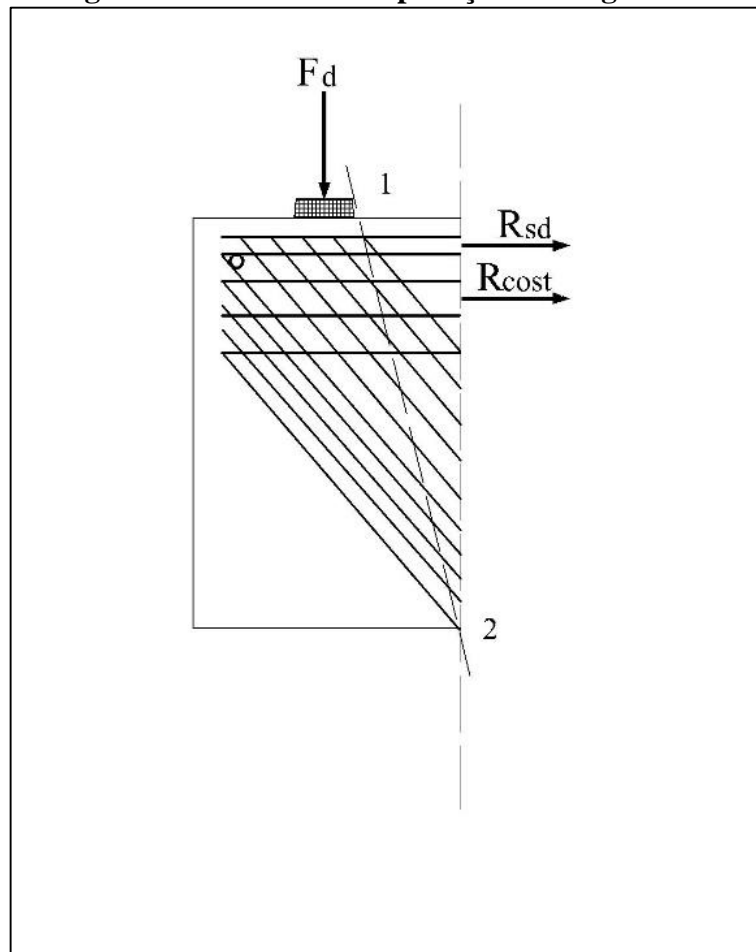


Fonte: Leonhardt & Mönning (1978).

2.1.1 Consolos carregados diretamente

Os consolos carregados diretamente, com dimensões que apresentam a relação $1 > \frac{a}{d} > 0,5$, transmitem suas cargas através do banzo tracionado localizado na face superior do console, a armadura do banzo é dimensionada de maneira a garantir o engastamento do console com o pilar, levando em consideração os esforços horizontais provenientes de impedimentos e a variação de comprimento da peça devido à ação da temperatura e retração, que transmitem cargas ao console, a superfície do apoio deve ser abrangida pela armadura do banzo como mostra a Figura 3, garantindo os bordos do console, isso pode ser garantido pelo uso de uma camada de argamassa para assentamento do apoio, e também para se obter uma distribuição uniforme das pressões, da superfície em contato é utilizar elastômeros permitindo dentro de alguns limites deslocamentos horizontais e rotações (LEONHARDT & MÖNNIG, 1978).

Figura 3 - Console com aplicação de carga direta



Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

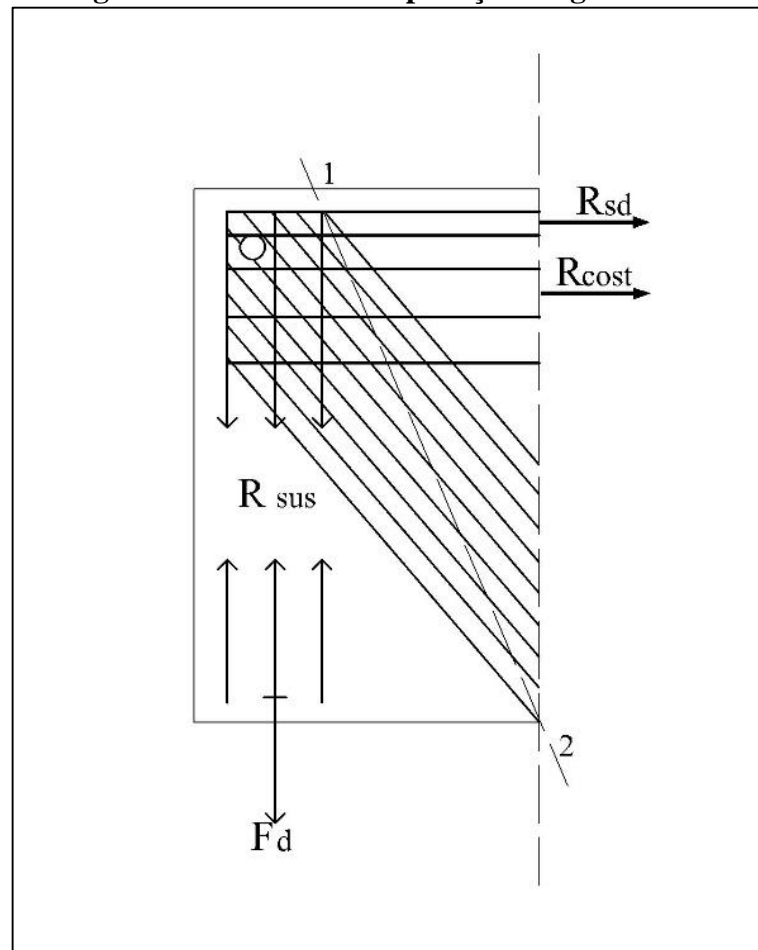
2.1.2 Consoles carregados indiretamente

Para consoles carregados indiretamente, a carga é transmitida da região inferior devendo ser totalmente suspensa, através de uma armadura de suspensão. (NBR 6118:2014).

Conforme Leonhardt & Mönning (1978), a carga é transmitida a região inferior do console, devendo ser suspensa para o banzo tracionado, essa suspensão da carga é feita por uma armadura chamada de armadura de suspensão, conforme a Figura 4.

Para um console carregado indiretamente ou com cargas penduradas na parte inferior de um console é necessária uma armadura de suspensão. No caso de uma viga contínua apoiada indiretamente de grandes dimensões, há a necessidade de barras inclinadas para fazer a suspensão, pode-se considerar 60% da reação de apoio da viga levantada para a parte de cima pela armadura (LEONHARDT & MÖNNIG, 1978).

Figura 4 - Console com aplicação carga indireta



Fonte: ABNT NBR 9062: 2006.

2.2 Comportamento estrutural

NBR 6118:2014, os consoles possuem um comportamento típico que pode ser descrito por um modelo de biela e tirante que deve contemplar o equilíbrio global, inclusive no nó de ligação com o pilar.

Aspectos fundamentais para o comportamento adequado de um console.

- a) A ancoragem da armadura de tirante deve ser adequada, de modo que abrace a biela de compressão.
- b) A fim de garantir o escoamento, antes que o concreto sofra ruptura a taxa da armadura de tirante deve-se limitada superiormente.
- c) Deve-se verificar a resistência a compressão da biela ou do cisalhamento, afim de garantir que não haja ruptura frágil da biela, não aconteça.
- d) É muito importante considerar forças horizontais e seu efeito desfavorável na resultante de inclinação f_d .

- e) Na existência de forças horizontais, transversais ou excentricidade da carga vertical na largura do console, diz-se que, existe torção no console, observando que a biela está fora do plano do console, não formando a treliça espacial.

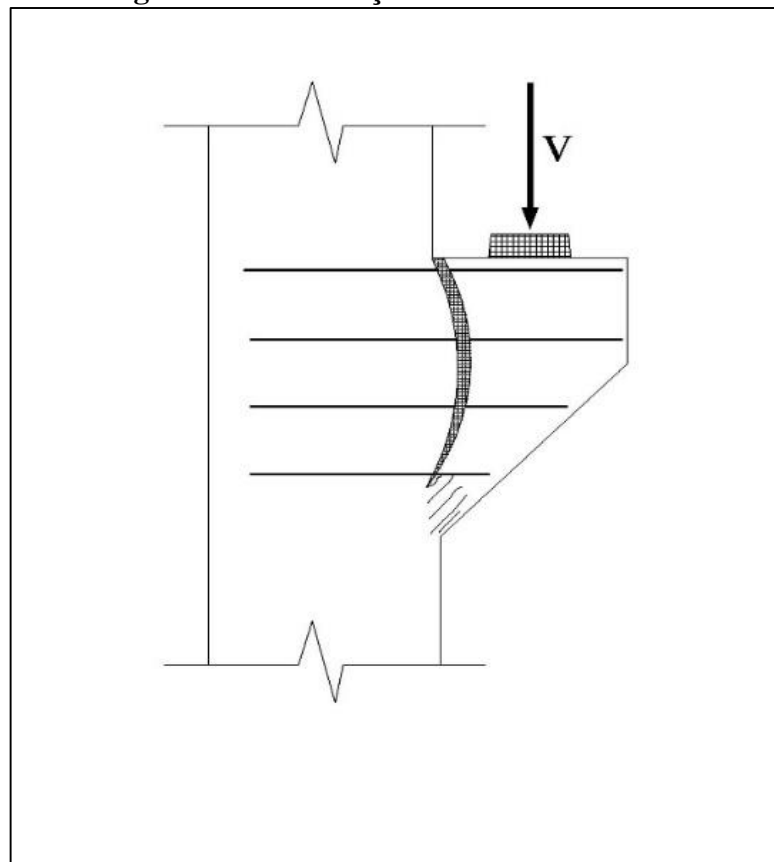
Apesar de consoles curtos e muito curtos serem muito parecidos, deve-se considerar que, em consoles muito curtos a biela se curva ou arqueia, aumentando a necessidade da armadura de costura, para garantir a resistência e dar ductilidade a peça.

2.2.1 Tipos de rupturas

Existem alguns tipos de rupturas em consoles como:

- Ruptura por flexão ocasionada pela deformação excessiva do tirante, ou por falta da mesma, ocasionando uma pequena fissura principal, que se agrava com aplicação de carga.

Figura 5 - Deformação excessiva do tirante

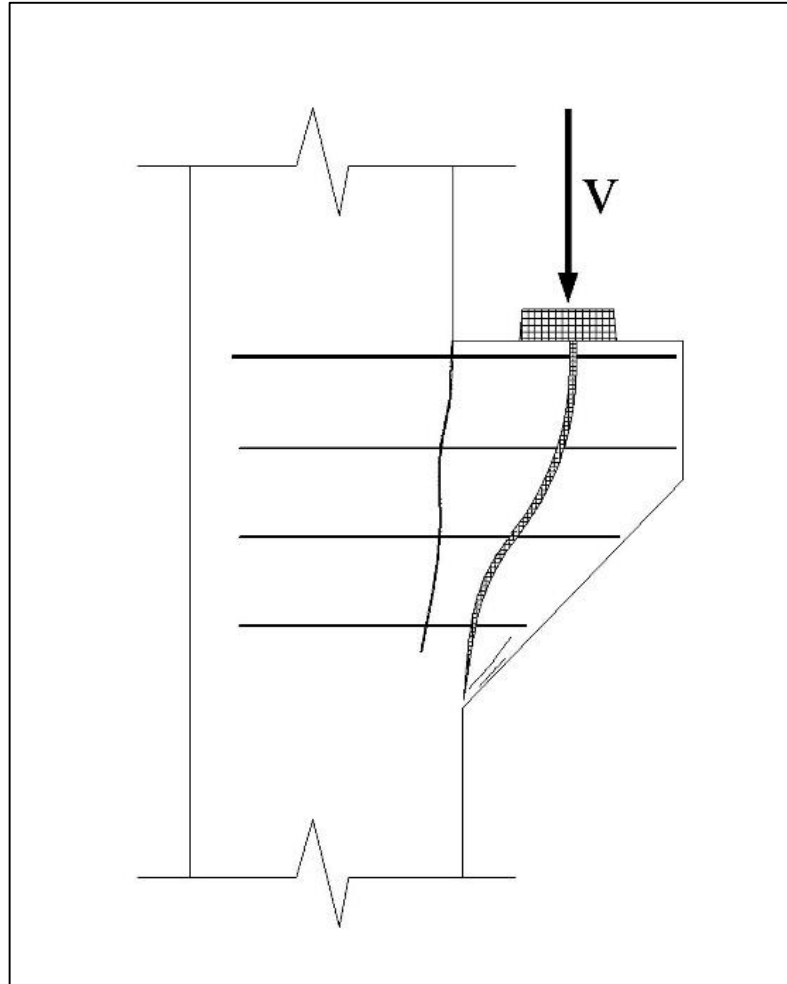


Fonte: EL DEBS (2000).

A Figura 5 mostra que, a armadura de tirante apresenta uma deformação excessiva, quando não há esmagamento da biela de compressão.

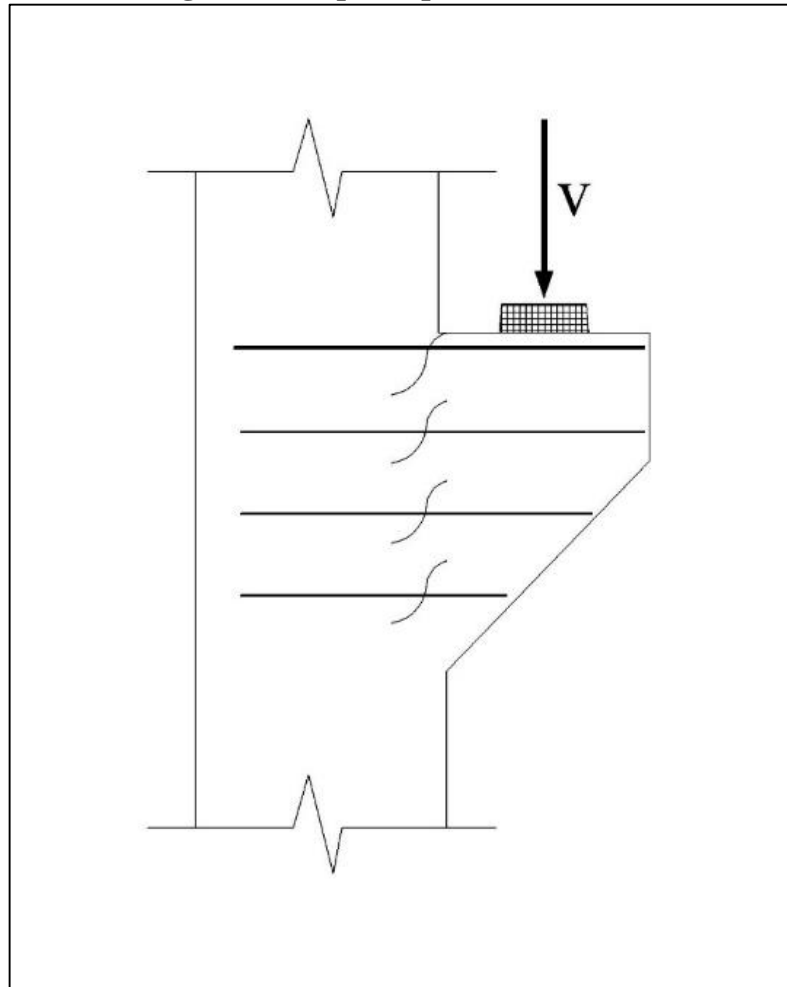
- Ruptura por fendilhamento da biela, após o surgimento da fissura ocasionada por flexão, apresenta fissuração em diagonal, partindo no ponto aonde a força é aplicada até o canto inferior do console, podendo observar na Figura 6.

Figura 6 - Esmagamento do concreto



Fonte: EL DEBS (2000).

- Ruptura por cisalhamento, Figura 7 mostra o deslizamento do console apresentando fissurações junto a face do pilar, ruptura características de consoles muito curtos.
- Existe ainda outros tipos de rupturas, como por detalhamento incorreto, como ruptura localizada junto à borda por falta de ancoragem adequada do tirante ou ruptura pela força está aplicada muito perto da borda, ou ruptura devida a não consideração de forças horizontais.

Figura 7 - Ruptura por cisalhamento

Fonte: EL DEBS (2000).

2.3 Modelo de cálculo

Os consoles podem ser calculados e dimensionados por modelos planos e lineares ou não, no caso da torção se utiliza os não planos, por modelos de bielas e tirantes para consolos curtos, e modelos de atrito-cisalhamento indicado para consolos muito curto, qualquer seja o modelo utilizado deve-se levar em consideração o comportamento estrutural, possuir apoio experimental ou ser proveniente de um modelo comprovado, (NBR 6118:2014).

El Debs (2000), apesar dos modelos de bielas e tirante, e de atrito-cisalhamento serem mais utilizados e recomendados, deve-se destacar que existem modelos com base na teoria da plasticidade.

2.3.1 Modelo de bielas e tirantes

Com base na analogia de treliças onde as transmissões de cargas verticais e horizontais se dá por um banzo tracionado localizado em cima de uma biela de compressão. Em que a parte da diagonal comprimida chamada de biela, sofre tensão de compressão, e a parte tracionada chamada de tirante, sofre a tensão de tração. (LEONHARDT & MÖNNIG,1978).

Para El Debs (2000), o modelo se baseia na idealização do comportamento do concreto, nos trechos que apresentam descontinuidade, por meio de bielas e tirantes unidos por nós, resultando em uma treliça idealizada, a posição das bielas e tirantes são escolhidas de acordo com o fluxo de tensão. Os esforços das bielas são resistidos pelo o concreto sendo que sua capacidade de resistência depende do f_{ck} do concreto e pela seção fictícia da biela, deve-se também verificar da resistência dos nós. O esforço do tirante é resistido pela a armadura em função da sua área e tensão de escoamento.

Segundo Fusco (1930), o modelo consiste na idealização de barras comprimidas (bielas) e barras tracionadas (tirantes). Os tirantes são dimensionados à tração simples, devendo ser ancorado por aderência ou dobramento, as bielas são determinadas de acordo com suas dimensões, sendo determinadas pelas condições de contorno da peça ou pelo posicionamento das armaduras. Pelo efeito da regularização as tensões diminuem à medida que se afastam dos nós das bielas, sendo então a parte crítica do dimensionamento.

Conforme NBR 6118:2014, o modelo de bielas e tirantes é utilizado para a verificação da segurança do estado limite último, através da idealização de uma treliça, sendo composta por um conjunto de barras articuladas que recebe esforços de tração e compressão, a parte comprimida é chamada de bielas, recebendo a ação da resultante de compressão, e a parte tracionada chamada de tirantes recebe a força concentrada de acordo com suas dimensões e carregamento característico do modelo do console, essas barras são unidas por nós. Envoltura dos nós existe uma zona nodal, que é um volume de concreto onde deve ser verificado sua resistência para saber se tem capacidade de transmitir os esforços.

Ainda segundo a NBR 6118:2014 essa treliça idealizada é isostática, e as forças externas e as reações de apoio são concentradas nos nós. O eixo das bielas deve ser considerado de maneira que seja o mais próximo das trajetórias de tensões de tração e compressão. O ângulo da inclinação das bielas deve ser cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo longitudinal da armadura.

2.3.2 Modelo de atrito-cisalhamento

O modelo de atrito-cisalhamento é utilizado para o dimensionamento de consoles muito curtos onde a relação $\frac{a}{d} \geq 0,5$ supondo que a ruptura por cisalhamento na interface do console-pilar, por aparecimento de fissuras pode ocasionar um deslocamento vertical fazendo que as interfaces deslize entre si, a armadura que atravessa a fissura se deforma ficando tracionada. A presença de armadura atravessando o plano de cisalhamento, impede que as faces do console e a do pilar se afastem criando um atrito entre elas, fazendo surgir uma força normal entre as peças, fazendo que as interfaces fiquem comprimidas uma a outra pelo esforço de tração (THOMAZ, 2015).

Para El Debs (2000), a teoria assume que o concreto quando está submetido a tensões de cisalhamento desenvolve uma fissura no plano dessas tensões, para garantir que as faces não se separem, dimensiona-se uma armadura cruzando a pela superfície de fissura, que tende a separar gerando uma força normal a ela. Fazendo que essa força mobilize a força de atrito afim de equilibrar o cisalhamento existente nas faces. Pela teoria de Coulomb pode-se determinar a armadura necessária para garantir a transferência do cisalhamento.

2.4 Dimensionamento

O dimensionamento para os diferentes tipos de consoles, é realizado conforme a NBR 9062:2006, NBR 6118:2014 e com base em referencial teórico, levando em consideração, segurança (adotando fatores de ponderação), disposições construtivas a fim de assegurar o comportamento estrutural da peça e verificações de cálculo.

2.4.1 Segurança

O critério adotado para garantir a segurança das peças é realizado de acordo com a NBR 9062:2006, e como fatores de ponderação são adotados critérios da NBR 6118:2014 como mostra a Tabela 1, sendo tabela 11.1 da NBR 6118:2014.

Segundo NBR 9062:2006 para fins de assegurar a segurança estrutural o fator de majoração é multiplicado por um fator γ_n (coeficiente de ajustamento), determinado a partir do tipo carga no qual a peça está submetida, e a situação de execução das peças como mostra a Tabela 3.

Tabela 1 - Fatores de ponderação

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (P)		Recalques do apoio e retração	
	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>T</i>	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>D</i>	<i>F</i>
Normais	1,4 ^a	1	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1	1,2	1	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1	1	0	1,2	0,9	1,2	0

- a. Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Onde: *D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* temperatura.
Fonte: ABNT NBR 6118: 2014.

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deteriorização da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b} Marinha ^a	Pequeno
III	Forte	Industrial ^{a, b} Industrial ^{a, c}	Grande
IV	Muito Forte	Respingos de maré	Elevado

- a. Pode-se admitir microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

- b. Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambiente predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

- c. Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118: 2014.

Tabela 3 - Coeficiente de ajustamento γ_n

Situação de execução	Carga permanente preponderante	Em caso contrário
Elemento pré-moldado	1,0	1,1
Elemento pré-fabricado	1,1	1,2

Fonte: ABNT NBR 9062: 2006, adaptada pela autora.

Como mostra a NBR 9062:2006 conforme o item 7.3.1 determina que:

1. Para a determinação do fator de ajustamento é considerado os efeitos de impacto, choques e vibrações, não se utilizando valores inferior aos estabelecidos na tabela 1.
 2. Deve-se analisar a variação das ações sem inversão de esforços, causando um efeito desfavorável a resistência do console.
 3. As ações devidas a variação volumétrica das estruturas ligadas ao console deve ser obrigatoriamente levada em consideração.
 4. Devem ser adicionadas ao cálculo de consoles as ações horizontais atuantes, ou as componentes horizontais de forças provenientes de consoles inclinados.
 5. Para a determinação das ações horizontais deve ser levado em conta a elasticidade dos demais elementos em contato com o console, e a existência ou não de pinos de ligação ou elementos intermediários (chapas metálicas, almofadas de elastômero, argamassa e outros).
 6. Na falta de cálculo mais rigoroso, permite-se adotar para as ações horizontais uma fração das ações verticais de acordo com o previsto em 2.4.4.
 7. Deve ser levado em conta o efeito da torção no modelo de biela e tirante espacial, fora do plano médio do console, obedecendo os valores últimos das tensões de cálculo, particularmente em console destinados a receber.
 - a. Carregamentos devido a futuras ampliações;
 - b. Cargas móveis transmitida através de viga de rolamento;
 - c. Vigas com torção.
- (NBR 9062:2006)

Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c=10\text{mm}$

Tipo de estrutura	Componentes ou elementos	Classe de agressividade ambiental (tabela 2)			
		I	II	III	IV
Concreto armado	Laje ^b	Cobrimento nominal mm			
	Viga/pilar	20	25	35	45
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

- a. Cobrimento nominal da bainha dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
- b. Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal $\geq 15\text{mm}$.
- c. Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estação de tratamento de água e esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe IV.
- d. No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45\text{ mm}$.

Fonte: NBR 6118: 2014.

Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

CONCRETO ^a	TIPO ^{b,c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,66$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq \text{C20}$	$\geq \text{C25}$	$\geq \text{C30}$	$\geq \text{C40}$
	CP	$\geq \text{C25}$	$\geq \text{C30}$	$\geq \text{C35}$	$\geq \text{C40}$

a - O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

b - CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

c - CP corresponde a componentes elementos estruturais protendido.

Fonte: NBR 6118: 2014.

2.4.2 Disposições construtivas

Conforme o item 7.3.3 da NBR 9062:2006 determina que:

Altura da face externa do console não deve ser menor que a metade da altura do consolo no engastamento, deduzido o afastamento da almofada de apoio da borda externa conforme Figura 8.

Onde $h_1 \geq h/2 - a_2$

- a. O comprimento a_1 , e a largura b do consolo devem ser fixado levando em conta o ajuste
- b. Quando o afastamento lateral da almofada de apoio for superior o cobrimento da armadura, deve-se armar para a força de fendilhamento, podendo-se para tal utilizar a teoria dos blocos parcialmente carregados (ver pressão de contato de área reduzida da NBR 6118:2014)
- c. A distância a_2 da face externa da almofada de apoio à face externa do consolo deve ser no mínimo:
 1. $a_2 = c + \emptyset$, para o tirante ancorando por barra transversal soldada do mesmo diâmetro conforme figura.
 2. $a_2 = c + 3,5 \emptyset$, para o tirante ancorando por alça horizontais $\emptyset < 20\text{mm}$ figura.
 3. $a_2 = c + 5 \emptyset$, para o tirante ancorando por alça horizontais $\emptyset \geq 20\text{mm}$ figura.
 4. $a_2 = c + 3,5\emptyset + 2 \text{ cm}$, para o tirante ancorando por alça horizontais $\emptyset \leq 16\text{mm}$ Figura 8.
- d. Não é necessário prever armadura prever para impedir o fendilhamento no plano horizontal das alças do tirante para cargas diretas, quando a_2 obedecer a seguinte condição:

$$3c \leq a_2 \leq (c + \emptyset)$$

Apenas nesse caso os raios de curvatura interna das alças podem ser iguais aos mínimos especificados pela NBR 6118 para os ganchos.

- e. O diâmetro (\emptyset) das barras do tirante ancorado por alças horizontais não devem ser maior que um oitavo da menor dimensão do consolo na seção de engastamento ou 25mm, seu espaçamento não deve ser maior que $15 \emptyset$ ou d .
- f. O diâmetro (\emptyset) das barras do tirante ancorado por barra transversal soldada de mesmo diâmetro deve ser maior que um sexto da menor dimensão do consolo na seção de engastamento ou 25mm, e seu espaçamento não deve ser maior que $20 \emptyset$ ou d .
- g. A solda das barras deve seguir os dispositivos da NBR 6118.
- h. O eletrodo empregado deve garantir alta penetração e ser compatível com a composição do aço utilizado.
- i. Não se permite o uso de aço encruados a frio ou teor de carbono equivalente superior a 0,55%.
- j. O tirante deve ser localizado no quinto da altura do consolo junto a borda tracionada.
- k. A armadura de costura deve ser distribuída respeitando o esquema de cálculo e seu diâmetro não deve ser maior que $1/15$ da menor dimensão do consolo no engastamento, seu espaçamento na vertical não deve ser maior que:

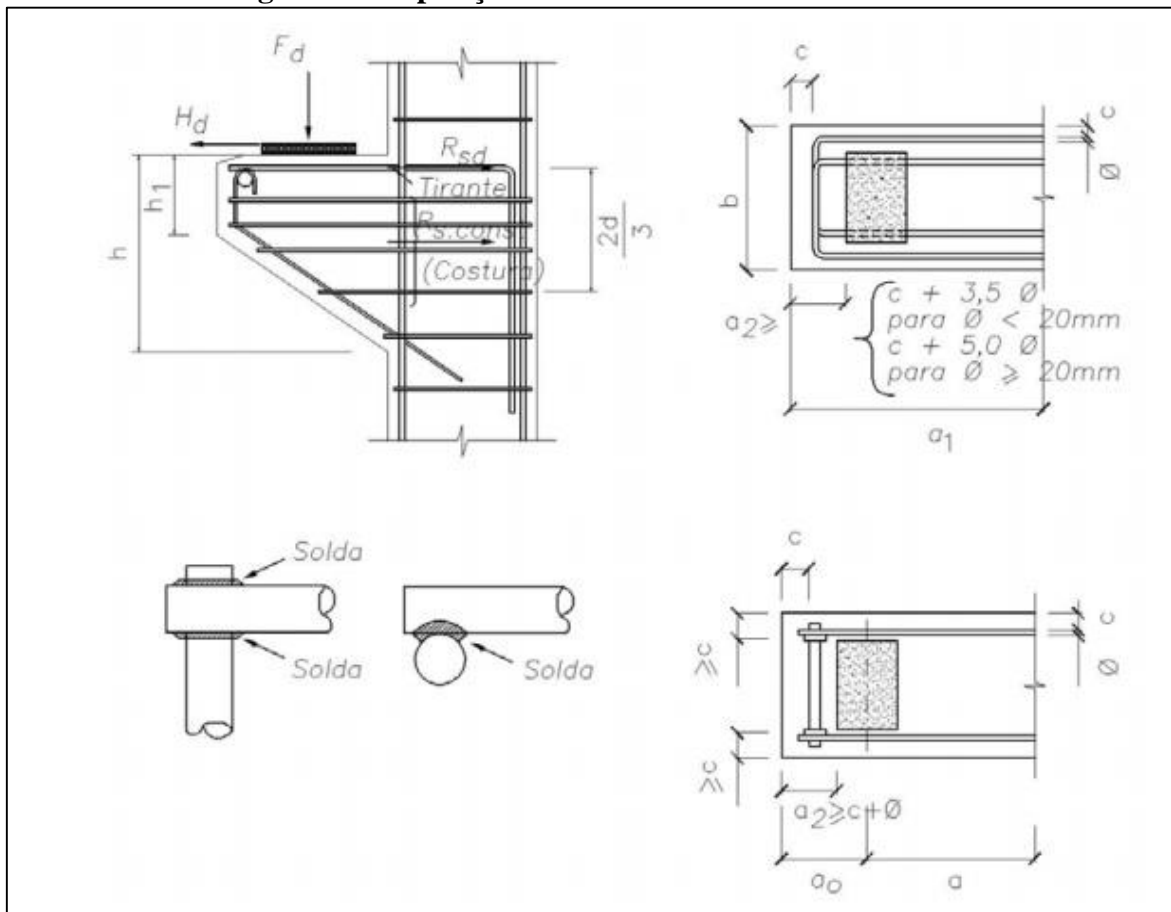
$1/5$ da altura útil d de engastamento;

20 cm

Distância a .

(NBR 9062:2006)

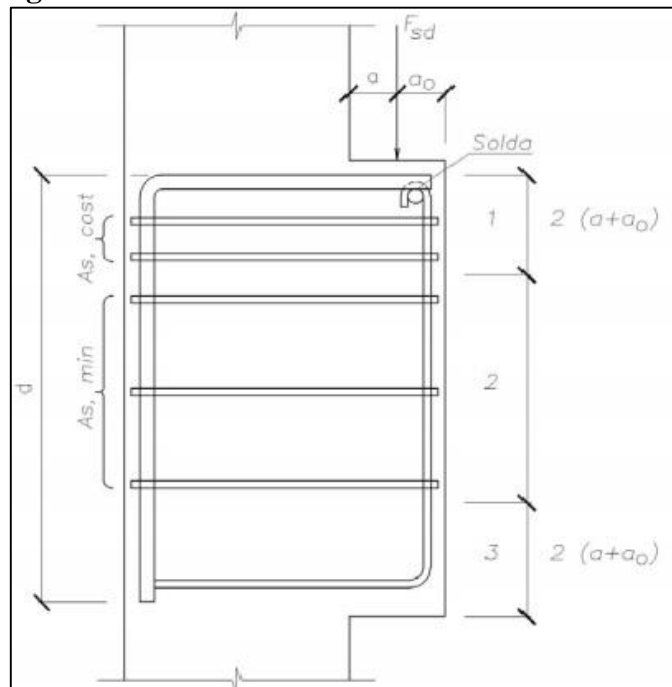
Figura 8 - Disposição da armadura de um console curto



Fonte: NBR 9062: 2006.

1. aberturas de fissuras, esta taxa será a resultante da aplicação da NBR 6118:2014.
 - a. Na face da peça suporte do console deve ser disposta armadura igual à do tirante, na forma de barras nos pilares e nervuras verticais e na forma de estribos colocados em extensão menor ou igual a $2b$, nas vigas e elementos assemelhados.
 - b. Os detalhes das armaduras devem ser tais que evitem as rupturas prematuras localizadas.
 - c. Fica proibida a execução de consoles com tirantes ancorados por alças verticais para diâmetros de barras maiores que 16mm.
 - d. No caso da utilização de consoles com tirantes ancorados por alças verticais deverá ser atendida a distância a_2 mínima da almofada de apoio às faces frontal e laterais. (NBR 9062:2006)

Figura 9 - Posicionamento da armadura de costura



Fonte: NBR 9062: 2006.

2.4.3 Verificação da biela de compressão

NBR 9062:2006 é verificação da tensão de compressão na biela inclinada, para não haver esmagamento da mesma.

El Debs (2000), em geral os consoles são dimensionados para receber a aplicação de uma força direta, mas quando ocorrer a aplicação de uma força indireta, deve-se cuidar as particularidades na verificação da biela e a disposição da armadura.

2.4.3.1 Determinação do cortante

Para a determinação da força cortante de cálculo se dá através da Equação 1:

$$V_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot V_k \quad (1)$$

Onde:

γ_n = coeficiente de ajustamento conforme a Tabela 3;

γ_f = coeficiente de ponderação, conforme Tabela 1;

V_k = Valor do cortante característico.

Para a verificação do esmagamento de concreto a partir da Figura 10, tem-se:

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

Com a simplificação a Equação 2 observa-se:

$$a_{bie} = \frac{0,9 a}{\sqrt{(0,9 d)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \quad (2.1)$$

A partir da simplificação resulta em:

$$h_{bie} = 0,2 d \quad (2.2)$$

Do equilíbrio de momentos em relação ao ponto C obtém-se:

$$R_C = \frac{V_d a + H_d d h}{a_{bie}} \quad (2.3)$$

Substituindo a Equação 2.3 na Equação 2.4 resulta em:

$$R_C = \frac{\frac{V_d a + H_d d h}{0,9 a}}{\sqrt{(0,9 d)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \quad (2.4)$$

Então a verificação da tensão compressão na biela se dá pela expressão:

$$\sigma_{c = \frac{R_c}{0,2 bd} = \frac{V_d}{bd} \left(1 + \frac{H_d d h}{V_d a}\right) 5,55 \sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \quad (2.5)$$

Desprezando o valor da parcela $\frac{H_d d h}{V_d a}$, que para os casos usuais é menor que 0,06 obtém-se:

$$\sigma_c = \frac{R_c}{0,2bd} = \frac{V_d}{bd} 5,55 \sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad (2.6)$$

Limitando o valor da tensão da biela em βf_{cd} e colocando em termos de referência tem-se que a tensão de cisalhamento de cálculo não deve ser maior que a tensão de cisalhamento última conforme a equação abaixo:

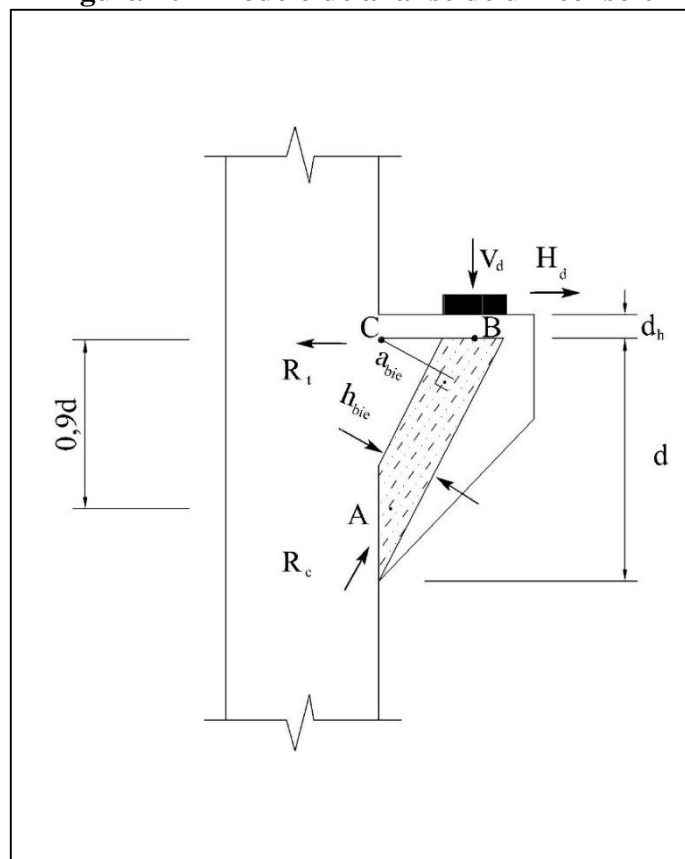
$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \leq \tau_{wu} \quad (2.7)$$

Onde a tensão de cisalhamento última τ_{wu} é:

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \beta f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = \chi f_{cd} \quad (2.8)$$

Para o valor de β pode ser assumido 1 para aplicação de forças diretas, 0,85 para forças indiretas de acordo com a NBR 9062:2006.

Figura 10 - Modelo de análise de um console



Fonte: EL DEBS (2000).

2.4.3.2 Consoles curtos

De acordo com NBR 9062:2006 a tensão de compressão na biela para consoles curtos $0,5 < \frac{a}{d} \leq 1,0$ deve ser:

- a) f_{cd} para carga direta;
- b) $0,85 f_{cd}$ para carga indireta.

2.4.3.3 Consoles muito curtos

Verificação da biela considerando a tensão de cisalhamento τ_{wd} adotando-se:

$$\tau_{wu} \leq 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (3)$$

Ou considera-se 8 Mpa.

2.4.4 Armadura de tirante

Considerada a armadura principal, responsável por garantir a interligação dos elementos pilar-console, fazendo assim engastamento das peças. Deve-se cuidar que as barras previstas para a armadura de tirantes, possuam ancoragem adequada nas duas extremidades principalmente na extremidade do console. No canto externo do console deve-se evitar ganchos dispostos verticalmente, garantindo que, mesmo que a peça venha sofrer ruptura de canto, ou o cobrimento lateral seja insuficiente, a armadura fique protegida da corrosão, levando a estrutura a ruína. A utilização de ganchos verticais só é permitida em consoles contínuos, onde a largura b é superior a quatro vezes o comprimento e na presença de cargas horizontais e verticais pequenas. Em um console que está sobre a ação de carga concentrada, deve utilizar na extremidade uma ancoragem mais eficiente a utilização de alças no plano horizontal, barras transversais ou placas metálicas soldadas a armadura de tirante. A taxa mínima de armadura deve ser dimensionada de acordo com o momento fletor mínimo não devendo ser inferior a 0,15%, (NBR 6118:2014).

De acordo com a NBR 9062:2006 a seção da armadura de tirante deve-se manter constante desde o ponto onde a carga está sendo aplicada até a seção de engastamento, ou seja,

não deve reduzir a bitola de aço, exceto quando $\frac{a}{d} \geq 2$ mas se dimensiona como uma viga em balanço.

2.4.4.1 Console viga em balanço

Segundo a NBR 9062:2006 a taxa mecânica de cálculo na seção de engastamento

$$\omega = \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (4)$$

Devendo ser superior a 0,04.

Onde que a taxa de armadura ρ é obtida pela Equação 4.1.

$$\rho = \frac{A_{s,tir}}{bd} \quad (4.1)$$

Sendo:

$A_{s,tir}$ = Area de aço total do tirante.

Taxa da armadura de tirante deve estar entre:

$$\rho = \frac{A_{sT}}{bd} \begin{cases} \geq 0,04 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \\ \leq 0,15 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \end{cases} \quad (4.1.1)$$

2.4.4.2 Console curtos

Admite-se para o dimensionamento da armadura de tirante através da Equação 4.2:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{Hd}{f_{yd}} \quad (4.2)$$

Sendo que A_{sv} é obtido por:

$$A_{sv} = 0,1 + \frac{a}{d} = \quad (4.2.1)$$

Substituindo A_{sv} na em 4.2 tem-se:

$$A_{s,tir} = 0,1 + \frac{a}{d} + \frac{Hd}{f_{yd}} = \quad (4.2.2)$$

Pela dedução da equação chega-se a:

$$A_{s,tir} = \left[\left(0,1 + \frac{a}{d} \right) Vd + Hd \right] \frac{1}{f_{yd}} = \quad (4.2.3)$$

Sabe-se que é obrigatório utilizar para o $Hd \geq 0,2Vd$ e desprezar $Hd < 0$, então chega-se na Equação:

$$A_{s,tir} = \left[\left(0,1 + \frac{a}{d} \right) Vd + 0,2Vd \right] \frac{1}{f_{yd}} = \quad (4.2.4)$$

2.4.4.3 Console muito curtos

O dimensionamento da armadura de tirante para consoles muito curto é realizado através da seguinte Equação 4.3:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{Hd}{f_{yd}} \quad (4.3)$$

Onde substituindo o valor Hd na Equação 4.3 obtém-se:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{0,2Vd}{f_{yd}} \quad (4.3.1)$$

Substituindo o valor do A_{sv} , que para consoles muito curto é determinado por:

$$A_{sv} = 0,8 + \frac{F_d}{f_{yd}} \mu = \quad (4.3.2)$$

Resulta em:

$$A_{s,tir} = \left(\frac{0,8}{\mu} Vd + 0,2Vd \right) \frac{1}{f_{yd}} = \quad (4.3.3)$$

O coeficiente de atrito μ é determinado de acordo com a maneira de concretagem da peça conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Coeficiente de atrito	
Situação de concretagem	Coeficiente μ
Monoliticamente	1,4
Endurecido com interface rugosa	1,0
Endurecido com interface lisa	0,6

Fonte: ABNT NBR 9062: 2006, adaptada pela autora.

Para determinação da tensão de cisalhamento obtém-se através da Equação 4.3.4:

$$\tau_{wu} = 3,0 + 0,9\rho f_{yd} \leq 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (4.3.4)$$

Onde a tensão de cisalhamento deve ser, $\tau_{wu} \leq 8$ Mpa e tensão do aço de cálculo $f_{yd} \leq 435$ Mpa.

2.4.5 Armadura de costura

Responsável por garantir que o material apresente um grau de deformação, sobre a aplicação de tensões cisalhantes antes de sua ruptura, apresentando então uma ruptura mais dúctil, aumentando a capacidade de carga necessária para levar a peça a ruptura do consolo. É indispensável a utilização desta armadura, em um projeto de consolo curto ou muito curto, sendo que não é permitido um consolo sem armadura de costura. (NBR 6118:2014)

De acordo com NBR 9062:2006 a armadura de costura é indispensável e recomendada para consoles curtos, e muito curtos. Respeitando as disposições construtivas, não adotando valores para $f_{yd} > 435 \text{ Mpa}$.

2.4.5.1 Console curto

A determinação da armadura de costura é obtida pela seguinte Equação 5:

$$\left(\frac{As}{S}\right)_{\text{cost}} \geq 0,4 \left(\frac{Asv}{d}\right) \quad (5)$$

A armadura deve ser distribuída em $\frac{2}{3}d$ abaixo da armadura de tirante (NBR 9062:2006).

2.4.5.2 Console muito curtos

Em um console muito curto deve-se considerar que a armadura de costura não seja inferior a $0,5 \left(\frac{Asv}{d}\right)$ como mostra a Equação 6.

$$\left(\frac{As}{S}\right)_{\text{cost}} \geq 0,5 \left(\frac{Asv}{d}\right) \quad (6)$$

Para esse tipo de console, a armadura também deve ser distribuída em $\frac{2}{3}d$, abaixo da armadura de tirante, e ainda completando o terço restante com armadura construtiva. (NBR 9062:2006).

2.4.6 Armadura de suspensão

A carga aplicada indiretamente é levantada através da armadura de suspensão, formada por estribos verticais, distribuídos apenas na parte do cruzamento entre o console e a viga, e se a carga aplicada é grande é conveniente a utilização de barras inclinadas. (NBR 6118:2014).

Para o dimensionamento da armadura de suspensão o que diferencia o cálculo não é a relação $\frac{a}{d}$, mas sim como se apresenta o carregamento.

Tem-se então para um console com carregamento indireto a Equação 7 a seguir:

$$A_{SUP} = \frac{Vd}{f_{yd}} \quad (7)$$

2.4.7 Armadura transversal

Armadura destinada a resistir as forças de tração provocadas por forças cortantes, podendo ser constituídas por estribos combinados ou não por barras dobradas.

Agindo no impedimento das aberturas de fissuras, dando ductilidade peça, além de contribuir para o aumento da resistência da peça, somando-se com a resistência do concreto como mostra a Equação 8, (NBR 6118:2014).

$$A_{SW} \geq \begin{cases} 0,2 A_{ST} \\ A_{Smim \text{ de cortante}} \end{cases} \quad (8)$$

Sendo que:

$$\frac{A_{sw,mim}}{S} = 0,2 \frac{0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} b_w \cdot \text{sen } \alpha \quad (8.1)$$

2.4.8 Momento atuante na estrutura

A determinação do momento em consoles, não é previsto na NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006, pois avalia-se que o momento atuante na estrutura é menor ou igual a tensão de cisalhamento, não apresentando influência significativa para o aumento da tensão de cisalhamento na estrutura.

Sendo que o momento pode ser utilizados para comparativos de cálculo, utiliza-se a Equação 9.

$$M = Vd \times a \quad (9)$$

Onde:

V = força cortante ou cisalhante;

a = distância da face do pilar até a aplicação da carga

2.4.9 Transmissão de esforços horizontais

De acordo com a NBR 9062:2006 quando não houver impedimento da força horizontal, pode se considerar uma estimativa da força H_d baseada na força f_d , em relação ao tipo de ligação utilizada.

Tabela 7 - Esforços horizontais H_d

Tipo de apoio	H_d
Juntas a seco	$0,8 F_d$
Argamassa	$0,5 F_d$
Almofada de elastômero	$0,16 F_d$
Almofada revestidas por (PTFE)	$0,08 F_d$
Entre chapas metálicas não soldadas	$0,25 F_d$
Entre concreto e chapas metálicas	$0,4 F_d$
Concretagem no local Ligação por solda Graute	É obrigatório o estudo detalhado da força

Fonte: ABNT NBR 9062: 2006, adaptada pela autora.

2.4.10 Aparelho de apoio

A determinação das dimensões e a posição do aparelho de apoio deve-se dimensionadas de modo que, permita que o tirante abrace a biela, considerando o efeito desfavorável da resultante inclinada das cargas sobre o apoio, devido forças horizontais. (NBR 6118:2014).

2.4.10.1 Aparelho de apoio de elastômero

Conforme El Debs (2000), utilizado para distribuir de maneira uniforme as tensões de contato entre os elementos de concreto e permitir movimentos como de translação e rotação. No Brasil o elastômero mais utilizado é o policloropreno, mais conhecido como neoprene, podendo ser utilizado em forma de camadas simples ou em múltiplas camadas intercaladas por

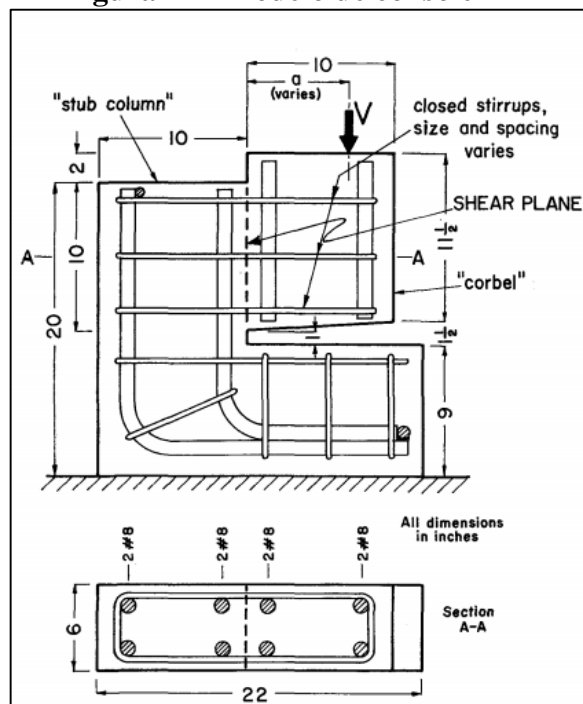
um material rígido. Se utiliza uma camada simples de neoprene quando as reações de apoio forem de pequena intensidade, que é o caso da ligação entre as, quando as reações forem de grande intensidade se utiliza múltiplas camadas intercaladas com chapas de aço aumentando a rigidez do apoio.

2.5 Algumas pesquisas

Mesmo com a crescente utilização de estruturas pré-moldadas, ainda não há, muitas pesquisas sobre consoles, baseado neste fato, buscou-se comentar sobre pesquisas que contribuísse para o conhecimento desse elemento.

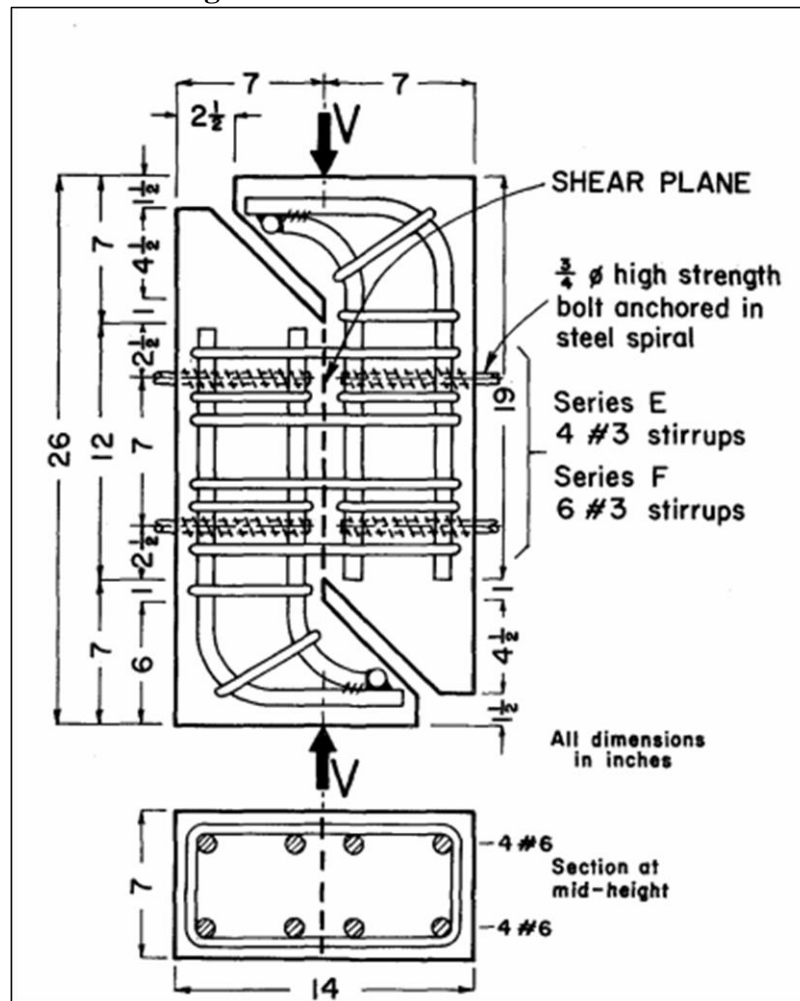
Segundo Mattock (1975), em uma pesquisa realizada para determinar o efeito do momento que atua sobre o plano de cisalhamento de um console e a contribuição da força normal ao plano de cisalhamento. Para estudar a influência da armadura atravessando o plano de corte do console e o momento em que pode ser transferido. Foi realizado seis séries de ensaios divididos de A até D ilustrado na Figura 11 para determinar o efeito da flexão sobre o plano de cisalhamento, classificados em relação a distância de aplicação da carga, e seis séries de consoles dividido de E a F como mostra Figura 12 classificados também de acordo com a distância de aplicação de carga, testando o efeito de tensão normal em relação ao efeito de cisalhamento.

Figura 11 - Modelo de console A-D



Fonte: Mattock (1975).

Figura 12 - Modelo de console E-F



Fonte: Mattock (1975).

Após a realização dos ensaios determinou-se que, o cisalhamento não diminui se é aplicado um momento fletor que não esteja superior ao momento último de flexão, e que a atuação de uma força ou atração diminui a resistência ao cisalhamento causando redução da armadura tal que $\rho \cdot f_y = \sigma$.

Em pesquisa realizada por Thomaz (2015), sobre consoles, baseou-se no dimensionamento de consoles de acordo com as normas ACI 318-77, CEB/78, DIN 1045/78, NBI/78 e pelo projeto da NBR6118:2002. De forma a analisar como se dá a ruptura por flexão ou por cisalhamento, e qual ruptura prevalece sobre a outra.

Primeiramente foram analisados os modelos de cálculos para consoles com reação a/d diferentes, para consoles com $a/d \geq 1$ o dimensionamento, foi realizado como se o console fosse uma viga em balanço.

Para o dimensionamento dos consoles com a relação $0,5 a/d \leq 1,0$ denominados de consoles curtos, utilizou-se o modelo de bielas e tirantes.

E para consoles com $a/d \leq 0,5$ muito curto utilizou o modelo de atrito cisalhamento.

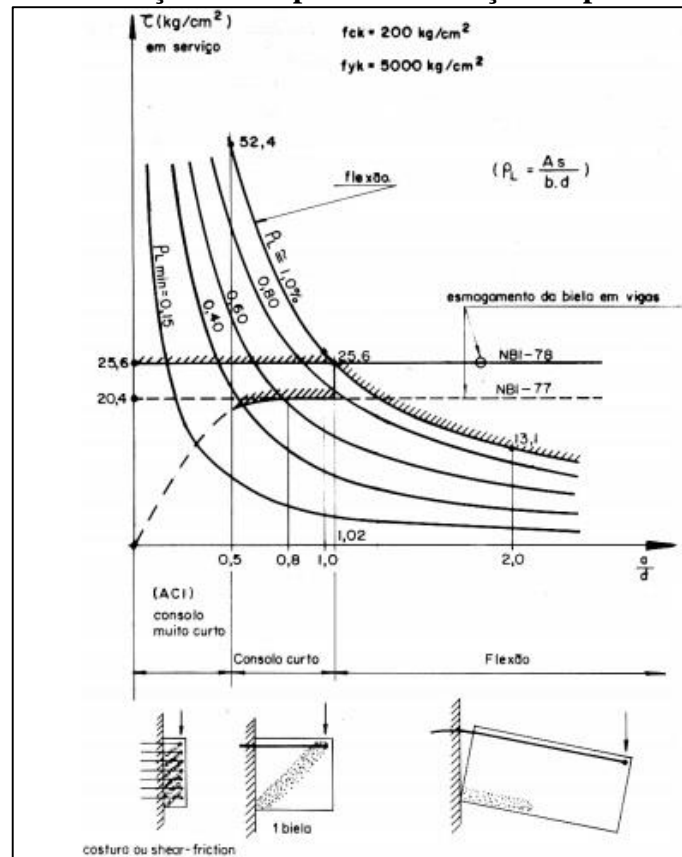
Para a análise da ruptura foi utilizado aço com patamar de escoamento baixo que permita que o console sofra ruptura com a aplicação de carga.

Com o análise dos cálculos pode-se se avaliar as tensões de τ correspondente à ruptura de flexão e cisalhamento, e que a reação $a/h=1,02$ é o limite para mudança do tipo de consoles, como mostra Figura 13.

Analizou também que há diversas curvas para a ruptura a flexão de acordo com a taxa de armadura utilizada e que a reação a/h varia de acordo com a armadura de flexão.

De acordo Robinson (1975), citado por Thomaz (2015), o ângulo α das fissuras varia de acordo com a reação a/h .

Figura 13 - Relação limite para a mudança de tipo de consoles



Fonte: Thomaz (2015).

Com base nos cálculos foi avaliado valores de tensões admissível de cisalhamento, em estado limite de utilização para consoles muito curto, curto e normais.

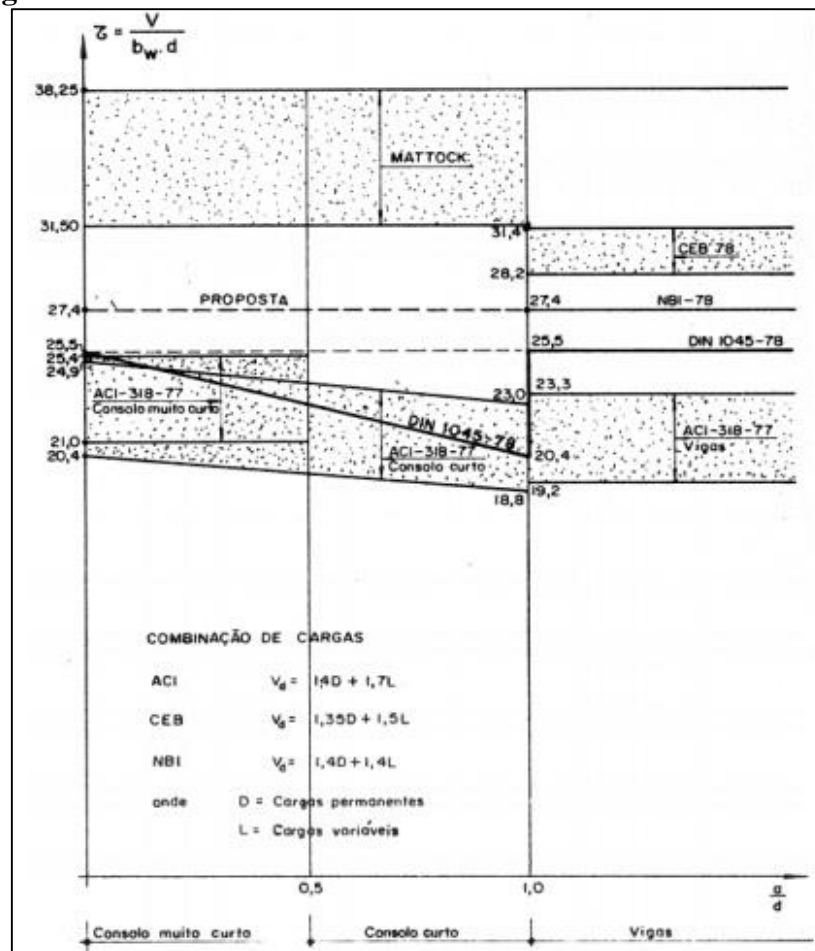
Para fins de comprovação dos cálculos utilizou-se o ensaio de Mattock que mostra a influência de um momento fletor ou numa força normal na resistência de cisalhamento do concreto.

Tendo em vista a possibilidade, de fissuras causada por junta devida a concretagem foram realizados ensaios em corpos de prova pré-fissurado, comparando os cálculos de Mattock(1975).

Foi realizado também para corpo de prova fissurados comparando as normas ACI e PCI com tensão de tração no plano submetido ao cisalhamento.

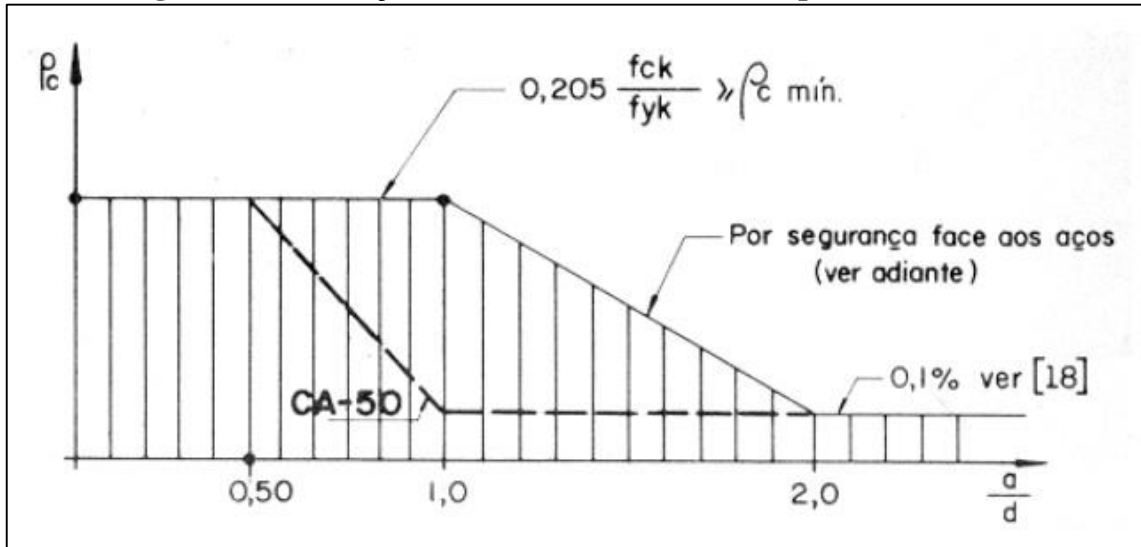
Com análise dos cálculos e os ensaios, utilizando a limitação $\tau_{w,d} \leq 0,25f_{cd}$, teria um critério independente da relação a/d .

Figura 14 - Tensão limite de cisalhamento em estado de utilização



Fonte: Thomaz (2015).

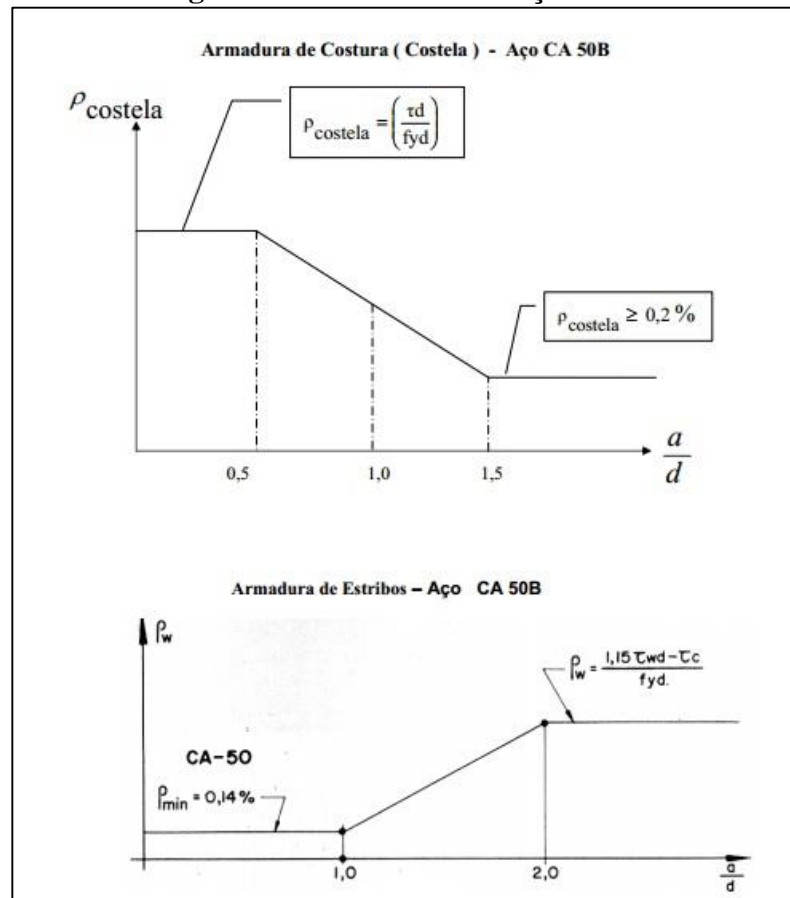
Figura 15 - Transição de um console muito curto para um normal



Fonte: Thomaz (2015).

Foi analisado que há necessidade de transição de estribos de um console muito curto e uma viga em balanço de acordo com a Figura 16.

Figura 16 - Zonas de transição



Fonte: Thomaz (2015).

Através do dimensionamento e ensaio dos consoles pode analisar que:

- Na transição entre um console muito curto e um normal ilustrado na Figura 13, analisou-se que a relação a/d limite varia entre 1,0 a 1,45.
- A armadura de costura serve para evitar o fendilhamento em consoles $a/d > 0,5$.
- Que é necessária uma transição entre os console muito curto e o normal, sugerindo uma alternativa conforme Figura 13.

De acordo com o artigo, análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura.

Foi analisado a contribuição da armadura de costura na resistência do console curto e muito curto, foi realizado um estudo teórico avaliando o modelo de cálculo, pelo método de biela tirante que em geral não considera que armadura de costura contribua para a resistência e do modelo de atrito-cisalhamento que dependendo da literatura considera a atribuição da armadura.

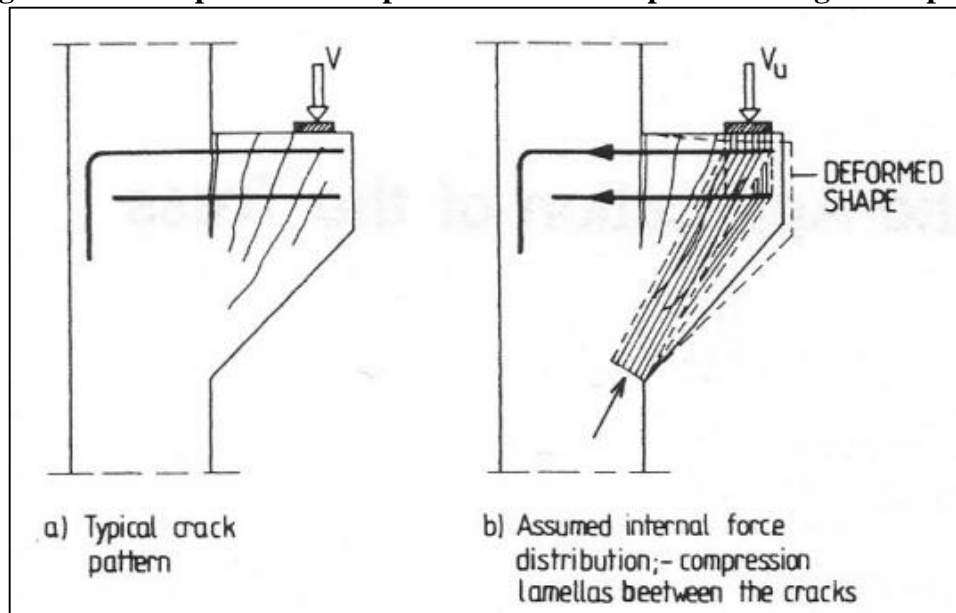
Com base nessa consideração foram realizadas 2 propostas de ensaios. Uma para o modelo de biela e tirante para o cálculo da resistência do console, considerando o estado limite último de escoamento das armaduras do tirante e da costura, e a outra avaliando a contribuição efetiva da armadura de tirante.

Foram realizados 245 modelos ensaiados na literatura, sendo 146 consoles muito curtos, 85 curtos e 14 longos.

A pesquisa mostra que há aumento da resistência do consoles, para aqueles que apresentavam além da armadura de tirante a armadura de costura, e que essa contribuição do aumento da resistência, diminui conforme cresce a relação a/d .

A pesquisa realizada Hagberg (1983), publicada no ACI Journal, sendo realizado a revisão do modelo matemático conforme Figura 17, de analogia de treliças, para a realização do dimensionamento de consoles. Para poder comparar os resultados obtidos na análise matemática foi realizado 197 testes divididos em séries em que há aplicação de carga vertical, carga horizontal e a aplicação da s duas ao mesmo tempo, vaiando somente a relação a/d . Foi possível determinar que a utilização do modelo é recomendando para o dimensionamento de consoles.

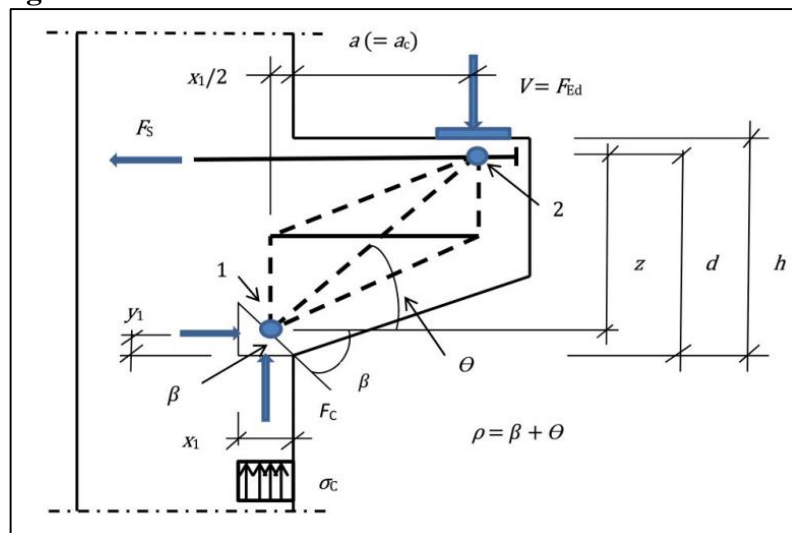
Figura 17 - Comportamento típico de um console perto da carga de ruptura



Fonte: Hagberg, (1983).

Em outra pesquisa realizada por Hagberg(2015), buscou verificar de acordo com a norma europeia EN 1992-1-1, a utilização do modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento de consoles, através da revisão do modelo matemático utilizando os parâmetros de cálculo europeu, buscou-se determinar a geometria da peça, para obter o modelo esperado de cálculo de acordo com Figura 18, com a determinação do modelo, considerou diferentes aplicações de forças, para a realização do modelo matemático, concluindo que o modelo de bielas e tirantes é recomendado para o dimensionamento de consoles.

Figura 18 - Modelo de cálculo de acordo com a EN 1992-1-1



Fonte: Hagberg (2015).

3 METODOLOGIA

Primeiramente através da fundamentação teórica, buscou-se avaliar como é realizado o dimensionamento de consoles curtos pelo modelo de biela e tirantes segundo a NBR 9062:2006 e a NBR 6118:2014, identificando seu comportamento, deformações e como se dá a ruptura e suas possíveis causas.

Com a obtenção do modelo analítico, foi possível avaliar a melhor maneira para a elaboração do projeto.

Posteriormente foi avaliado os materiais e fôrmas, para a realização de um protótipo inicial, para a realização e adaptação do ensaio experimental.

A disposição das armaduras dimensionada de maneira que satisfaça as condições prevista nas normas NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006, e com base no ensaio de Mattock (1975).

Por fim, realizou do ensaio experimental, obtendo valores de forças de ruptura, momentos atuantes, a relação a/d , que serão apresentados no Capítulo 4, conferindo se o dimensionamento bielas e tirantes confere com comportamento experimental estando de acordo com os modelos teóricos analisados no Capítulo 5.

3.1 Definição do protótipo

Para a definição do protótipo, inicialmente baseou-se na análise a partir da análise do ensaio realizado por Alan Mattock em 1975, sendo necessário realizar adaptações em suas dimensões, devido a limitações geométricas do equipamento de ensaio. O dimensionamento foi realizado seguindo especificações da NBR 9062:2006 e NBR 6118:2014.

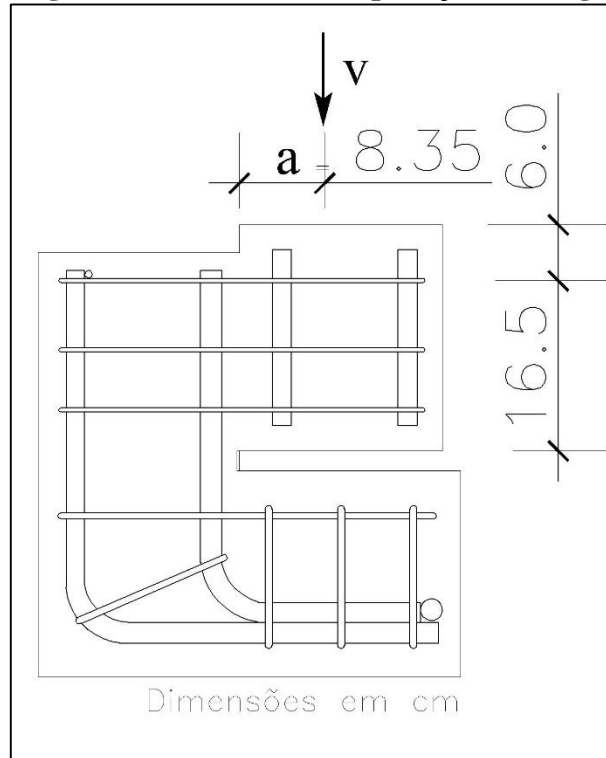
As considerações a seguir foram feitas com o intuito de desenvolver o protótipo, e que o mesmo, apresentasse uma carga de ruptura, que fosse capaz de ser ensaiado pelo equipamento do laboratório de estruturas da UNISC.

3.1.1 Determinação da relação $\frac{a}{d}$

Inicialmente para a determinação da relação $\frac{a}{d}$, com o objetivo de verificar o comportamento de um console curto, fixou-se o a relação em 0,5, relação limite entre um console curto e muito curto. Sendo considerado como altura útil da peça de 16,5 cm de acordo

com a Figura 19, através da relação determinou a distância de aplicação da carga “a” em 8,35 cm.

Figura 19 - Distancia da aplicação da carga



Fonte: Autora (2016).

3.1.2 Carga estimada de ruptura

Para a determinação da carga estimada de ruptura, foi analisada a quantidade de barras de aço necessária para a construção dos estribos, e também os diâmetros das mesmas. Definindo a necessidade 3 barras de aço, variando o seu diâmetro. Para o protótipo 1 utilizou-se aço CA-50 com diâmetro 8mm, e para os demais protótipos, aço CA-60 com diâmetro 5mm.

Com a determinação dos diâmetros e quantidade de estribos, foi possível determinar a área de aço presente na estrutura, e substituir na Equação 4.2.4, utilizada para a determinação da $A_{s,tir}$, descobrindo então, a carga estimada de ruptura, empregando os parâmetros dos materiais sem coeficientes de ponderação, portanto ($\gamma_c, \gamma_s, \gamma_{carga}=1$).

- a) Carga estimada de ruptura para o protótipo 1, dimensionado com 3 barras de aço CA-50 para diâmetro de 8mm através da Equação 4.2.4.

$$1,50 = \left[\left(0,1 + \frac{8,35}{16,5} \right) V_d + 0,2V_d \right] \frac{1}{50} =$$

$$V_d = 93,75 \text{ KN}$$

$$V_k = 93,75 \times 1,4 = 130,36 \text{ KN}$$

Valor carga estimada para o protótipo 1 = 130,36 KN

- b)** Carga estimada de ruptura para os demais protótipos, dimensionado com 3 barras de aço CA- 60 para diâmetro de 5 mm.

$$0,6 = \left[\left(0,1 + \frac{8,35}{16,5} \right) V_k + 0,2V_k \right] \frac{1}{50} =$$

$$V_d = 37,21 \text{ KN}$$

$$V_k = 37,21 \times 1,4 = 52,10 \text{ KN}$$

Valor estimado de ruptura para os demais protótipos = 52,10 KN

3.1.3 Tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento última estimadas

A partir da determinação da carga estimada de ruptura calculou-se, então a tensão de cisalhamento e a tensão de cisalhamento última, de acordo com a Equação 2.7.

- a)** Carga estimada de ruptura para o protótipo 1, dimensionado com 3 barras de aço CA- 50 para diâmetro de 8mm.

$$\tau_{w,est.} = \frac{130,36}{22 \times 16,5} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{w,est.} = 0,35 \text{ KN/cm}^2$$

Para realizar a verificação aplicou-se a Equação 2.8, e com o β igual a 1 para console carregados diretamente, considerando que o concreto atinja f_c mínimo de 25MPa.

$$\tau_{wu,est.} = \frac{0,18 \times 1 \times 2,5}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,5)^2}} =$$

$$\tau_{wu,est.} = 0,44 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w,est.} < \tau_{wu,est.}$$

Tensão de cisalhamento última estimada é maior que a tensão de cisalhamento, não há esmagamento da biela de compressão.

- b) Carga estimada de ruptura para os demais protótipos, dimensionado com 3 barras de aço CA- 60 com diâmetro de 5 mm;

$$\tau_{w,est.} = \frac{52,10}{22 \times 17} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{w,est.} = 0,14 \text{ KN/cm}^2$$

Para realizar a verificação aplicou-se a Equação 2.8, e com o β igual a 1 para console carregados diretamente, considerando que o concreto atinja f_c mínimo de 25MPa.

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 2,5}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,5)^2}} =$$

$$\tau_{wu} = 0,44 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w,est.} < \tau_{wu,est.}$$

Tensão de cisalhamento última estimada é maior que a tensão de cisalhamento, visto que não há esmagamento da biela de compressão.

3.2 Construção dos protótipos e caracterização dos materiais

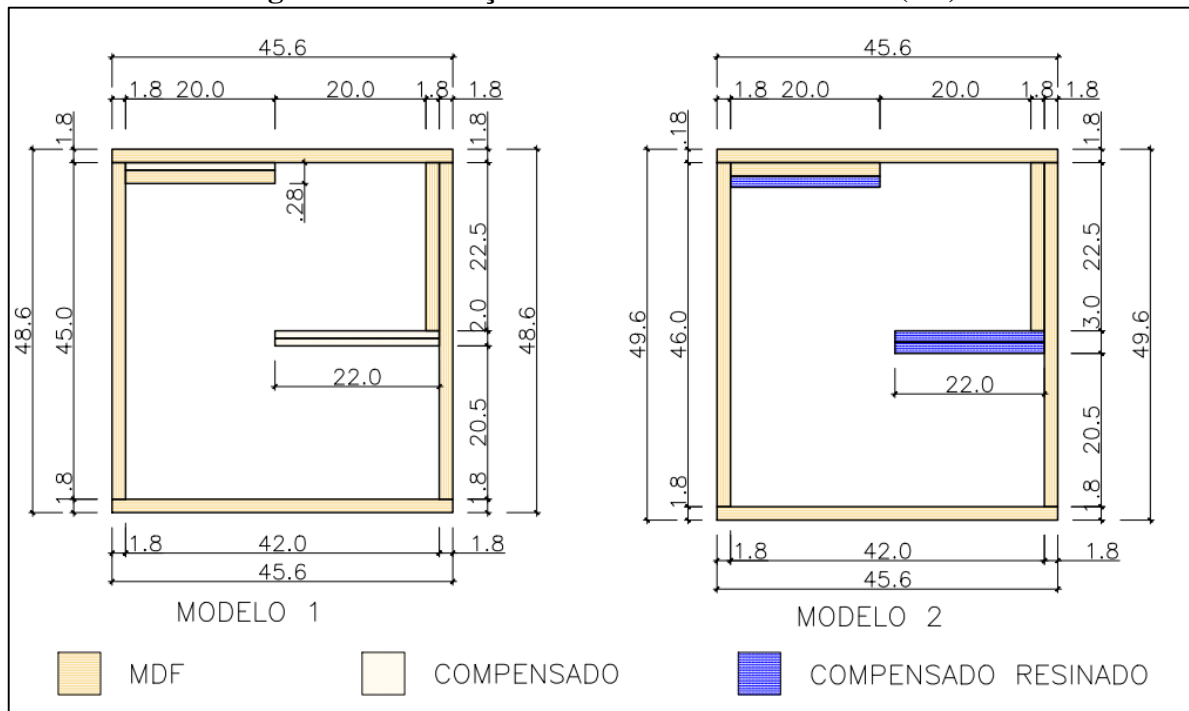
Inicialmente para definição dos materiais utilizados, buscou-se avaliar tamanhos das formas e bitolas de aço, e suas respectivas resistências. Posteriormente um traço de concreto, bem como os materiais utilizados para compor o mesmo. Após definidos os materiais, tamanhos e dimensões de formas e bitolas de aço, realizou-se os seguintes processos executivos. Com algumas adaptações do ensaio de Mattock, buscou-se primeiramente realizar um modelo afim de testar se o comportamento fosse o esperado. Após se realizou mais 3 protótipos com pequenas modificações.

3.2.1 Formas

Para escolha das dimensões das formas utilizadas, baseou-se no ensaio de Mattock a madeiras utilizada para execução das formas foi placas em MDF com espessura de 18mm, e para placas da divisória da base e o console placas compensada e placas compensadas resinadas.

Foi confeccionada inicialmente 1 forma com as seguintes dimensões internas 42x45x20 cm de acordo com Figura 20, sendo que estas foram parafusadas para garantir que o processo de desenforma, realizando algumas alterações nas dimensões e geometria das mesmas, adaptando-as de maneira a conseguir desenvolver o ensaio com eficiência, levando em consideração a limitação geométrica da prensa.

Figura 20 - Definição das dimensões das formas (cm)



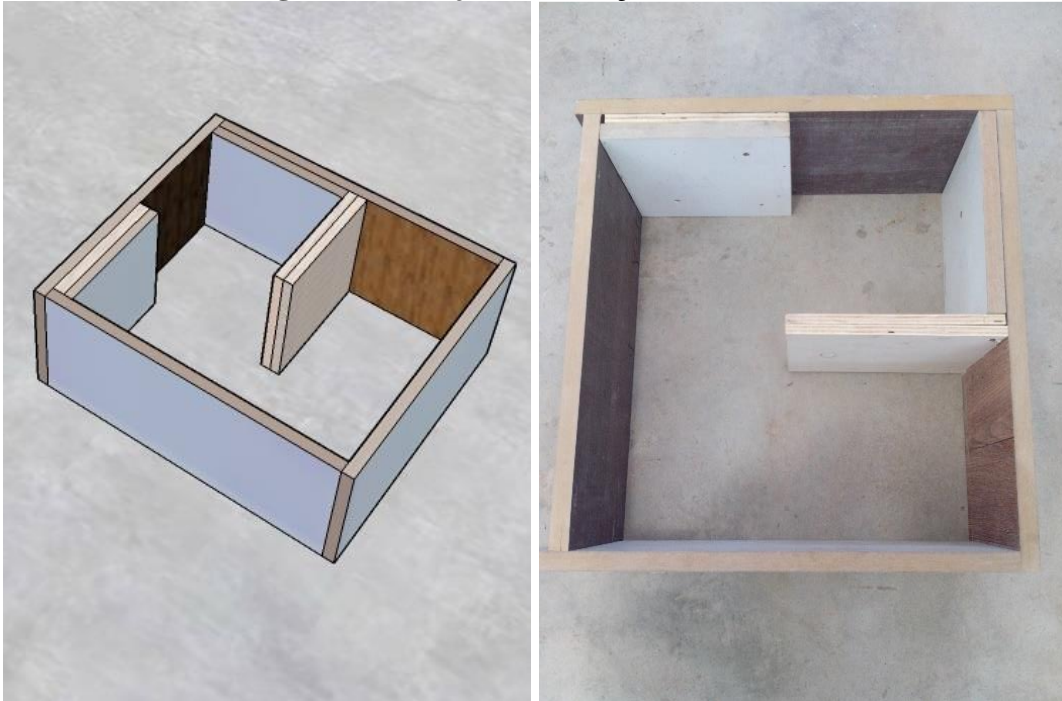
Fonte: Autora (2016).

Após definidas as dimensões, realizou-se uma modelagem em três dimensões para facilitar a montagem das formas, como base no projeto executou-se as formas como mostra a Figura 21.

Para obter uma rápida desenforma passou-se desmoldante na mesa metálica mostrado na Figura 22 (a) que serviu de fundos para o console e em toda parte interna forma, realizou-se também a substituição das chapas de madeira compensada da divisão do console com a base, por chapas de madeira compensada resinada, com a substituição das placas aumentou o espaço em 1cm, modificando então a altura interna final de 45cm para 46cm.

Para garantir o cobrimento mínimo exigido pela NBR 6118:2014 de acordo com tabela 4, cobrimento igual a 2,5cm furou-se a parte inferior das formas passando fios de arame recozido nos dois sentidos, garantindo que o aço não fique exposto.

Figura 21 - Projeto e execução das formas



Fonte: Autora (2016).

As formas foram fixadas com grampos em diagonal, para garantir que a peça permaneça no esquadro, representado pela Figura 22 (b).

Figura 22 - Aplicação de desmoldante e fixação das formas



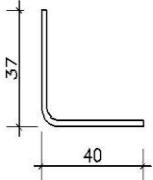
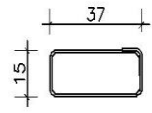

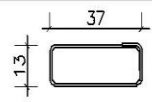


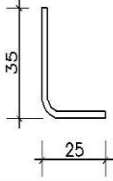
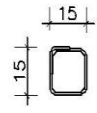
a) aplicação de desmoldante

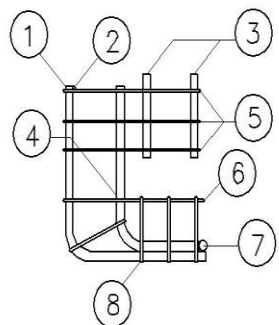
b) fixação

Fonte: Autora (2016).

3.2.2 Aço

Figura 23 - Detalhamento da armadura para os protótipos 2, 3 e 4

Detalhamento da armadura					
Nº	Diâmetro	Dimensões(cm)	Nº	Diâmetro	Dimensões(cm)
1	25mm		5	5mm	
2	8mm		6	8mm	
3	25mm		7	25mm	
4	25mm		8	8mm	



Fonte: Autora (2016).

A armadura definida para o pilar e base do mesmo, foi barras de aço CA-50 com diâmetro de 25 mm, utilizando estribos de 10 mm de diâmetro, variando para estribos de 8 mm de diâmetro, de acordo com a variação da armadura de tirante. A escolha de barras de grande diâmetro, visou garantir que não haja ruptura do pilar e sua base, podendo comprometer o resultado final do ensaio.

Para a armadura de tirante inicialmente utilizou-se barras de aço CA-50 com diâmetro 8 mm e barras de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro, para garantir a ruptura do aço. Inicialmente cortou-se e dobrou-se armadura para execução de 1 protótipo. Após a realização do ensaio cortou e dobrou as barras para os demais protótipos como mostra figura 23.

De acordo com a NBR 6118:2014, o diâmetro do pino de dobramento para barras de \varnothing 25mm é $5\varnothing$, segunda a Tabela 8 correspondente a tabela 9.1 da norma citada anteriormente.

Tabela 8 - Diâmetro dos pinos de dobramento (D)

BITOLA mm	TIPO DE AÇO		
	CA -25	CA-50	CA-60
< 20	4 \varnothing	5 \varnothing	6 \varnothing
\geq 20	4 \varnothing	5 \varnothing	

Fonte: ABNT NBR 6118: 2014.

Figura 24 - Montagem da armadura



a) barras de \varnothing 25mm

b) amarração dos estribos

Fonte: Autora (2016).

Posteriormente verificou-se o comprimento básico de ancoragem para estribos em ângulo reto segundo a NBR 6118:2014, observando que o comprimento da ponta reta deve ser maior ou igual a 10 vezes o diâmetro utilizado para armadura de estribo, porém não inferior a 7cm. Como foram utilizadas barras de 5mm e 8mm para os estribos, então o comprimento de ancoragem respectivo foi 7cm.

Verificou-se também o diâmetro dos pinos de dobramento para estribos mostrado na Tabela 9 (tabela 9.2 da NBR 6118: 2014).

Tabela 9 - Diâmetro do pino de dobramento para estribos

BITOLA mm	TIPO DE AÇO		
	CA -25	CA-50	CA-60
≤ 10	3Øt	3Øt	3Øt
$10 < \varnothing < 20$	4Øt	5Øt	
≥ 20	5Øt	8Øt	

Fonte: ABNT NBR 6118: 2014.

Para garantir que armadura de tirante rompesse, realizou a substituição dos estribos de 8mm diâmetro, por estribos de 5mm de diâmetro.

Figura 25 - Montagem final para console com tirante de diâmetro 8mm

Fonte: Autora (2016).

Figura 26 - Montagem final para o console com tirante com diâmetro 5mm



Fonte: Autora (2016).

3.2.3 Concreto

A definição do concreto utilizado para os protótipos traço, baseou-se a partir de um traço inicial para 1m³ de concreto, composto por cimento CPV ARI, areia grossa, areia média, brita 0, brita 1, aditivo polifuncional e água potável, como mostrado na Tabela 10.

Tabela 10 - Quantidade de materiais utilizados para 1m³

TRAÇO- 1 m³	
MATERIAIS	Massa (kg)
Cimento CPV ARI	290
Areia grossa	450
Areia média	450
Brita # 1	700
Brita # 0	300
Aditivo polifuncional	2,50
Água potável	175

Fonte: Autora (2016).

A partir o traço inicial definido, calculou-se o traço unitário, onde dividiu-se a massa de cada material utilizado, por a massa de cimento. A determinação da quantidade de água necessária é obtida através da relação A/C máxima de acordo com a classe de agressividade e

tipo de concreto utilizado, o aditivo é determinado através da porcentagem que ele representa como mostra a tabela 11.

Tabela 11 - Definição do traço unitário de concreto baseado no traço par 1m³

MATERIAIS	Massa (kg)	MATERIAIS / CIMENTO	TRAÇO UNITÁRIO
Cimento CP V ARI	290	290/290	1,00
Areia grossa	450	450/290	1,55
Areia média	450	450/290	1,55
Brita # 1	700	700/290	2,41
Brita # 0	300	300/290	1,03
Porcentagem de aditivo 0,86%			
Relação água/ cimento, de acordo com a classe de agressividade II (tabela 3): A/C ≤ 0,6 175/290= 0,60			

Fonte: Autora (2016).

A escolha pela utilização do cimento CP V ARI ao invés do cimento CP II, sendo o mais indicado para pesquisas, se deu devido ao tempo disponível para a realização dos protótipos e posteriormente sua análise de seus resultados.

Execução da dosagem do concreto baseou-se no traço citado na Tabela 10, calculou-se o volume necessário para a concretagem do primeiro protótipo e 6 CPs, multiplicando a quantidade de cimento pelo traço unitário, para saber a quantidade necessária de água fixou a relação A/C em 0,6 mostrado na Tabela 11.

Figura 27 - Homogeneização do material



Fonte: Autora (2016).

Com a determinação da quantidade dos materiais realizou a mistura na betoneira ilustrada na Figura 27, verificando se a mistura apresentava-se consistente, submetendo-a ao teste de abatimento do tronco de cone (*Slump test*), *Slump* na ordem de 140 a 180 mm segundo Figura 28.

Com a determinação do *Slump* dentro dos padrões, colocou a mistura em um carinho de mão realizando o transporte até a mesa metálica. Onde preencheu cerca de 50% da forma e realizando o adensamento com vibrador segundo Figura 29(a), completando o restante até os limites da forma vibrando novamente cuidando para que a ponta do vibrador não chegue até a primeira camada Figura 29(b), evitando então que houvesse segregação do concreto por excesso de adensamento.

Figura 28 - *Slump test*



Fonte: Autora (2016).

Figura 29 - Adensamento do concreto dividido em camadas



a) adensamento da 1ª camada



b) adensamento da camada final

Fonte: Autora (2016).

Figura 30 - Nivelamento da superfície



a) execução do nivelamento



b) consoles nivelados

Fonte: Autora (2016).

Após o adensamento do concreto, com uma colher de pedreiro realizou-se o nivelamento e alisamento da superfície, fazendo com que a superfície não apresente desníveis e tenha uma aparência lisa, segundo Figura 30.

Após a cura úmida do protótipo, passou para o processo de desenforma das peças como havendo dificuldades na retirada das placas existentes entre o meio do console e base, optando-se pela substituição placas de MDF por placas resinadas compensadas, melhorando o processo.

Com os protótipo desenformados, procedeu-se para alocação das peças na prensa onde aplico-se carga até o rompimento das peças.

Após submeter o primeiro protótipo ao ensaio, realizou novamente a dosagem de concreto para a concretagem dos outros 3 consoles e 4 CPs com algumas modificações nas dimensões e substituições de materiais, realizando os mesmos procedimentos citados anteriormente.

Figura 31 - Preparação do equipamento de ensaio



Fonte: Autora (2016).

3.2.4 Caracterização dos materiais

A caracterização dos materiais utilizados, busca avaliar as condições e desempenhos dos materiais. Para garantir que o material apresente o comportamento esperado e minimizar possíveis falhas, peneirou-se as areias e lavou-se as britas. E após a execução do traço do concreto, realizou-se corpos de provas para determinar a real resistência do mesmo, e retirou-se três amostras dos dois tipos de aço utilizado na execução da armadura de tirante.

- Cimento CP V ARI: De acordo com a NBR 5733:1991, cimento que tem como característica a capacidade de atingir alta resistência inicial. Essa mesma se dá devido ao seu processo de moagem, sendo permitido que, somente 6% fique retido na peneira 75 μ m, apresentando então um cimento com maior finura, e também pela adição de diferente dosagem de calcário e argila na produção de clínquer. Por esses motivos ao iniciar o processo de hidratação do cimento, consegue-se obter maiores resistências maiores, em poucos dias de idade.

Figura 32 - Peneiramento da areia grossa



a) peneiramento da areia

b) retirada de impurezas da areia

Fonte: Autora (2016).

- Areia grossa: Segundo a NBR 7211:2009 é considerada um agregado miúdo onde os grãos devem apresentar diâmetro entre 1,5mm a 4,75 mm. Sendo classificado por ensaio de granulometria por peneiramento, onde 100% do material deve passar pela

peneira ABNT 4,75mm, e 100% deve ficar retido na peneira ABNT 1,2 mm. Para garantir que a areia não apresente impurezas ilustrada na Figura 32(b), realizou-se o peneiramento como mostra Figura 32(a).

- Areia média: Conforme a NBR 7211:2009 é considerada um agregado miúdo onde os grãos devem apresentar diâmetro entre 1,5mm a 4,75 mm. Sendo classificado por ensaio de granulometria por peneiramento, onde 100% do material deve passar pela peneira ABNT 1,2 mm, e 100% deve ficar retido na peneira ABNT 0,15mm. Também afim de garantir que não apresente impurezas como mostra Figura 33 (b), realizou-se peneiramento como mostra Figura 33(a).
- Brita 0: De acordo com a NBR 7211:2009, é considerada agregado graúdo, no qual os grãos passam na peneira ABNT 9,50mm e ficam retidos na peneira ABNT 4,75mm.
- Brita 1: Como mostra a NBR 7211:2009, também considerada agregado graúdo, no qual os grãos passam pela peneira ABNT 19,0 mm e ficam retidos na peneira ABNT 9,50mm.

Figura 33 - Peneiramento da areia média



a) peneiramento da areia
Fonte: Autora (2016).

b) retirada de impurezas da areia

A fim de garantir que as impurezas existentes nas britas geradas pelo seu processo de britagem, não prejudicando a aderência do agregado a pasta de cimento, influenciando nas

características do concreto alterando seu resultado final. O material apresentou-se sujo, sendo necessário à sua lavagem segundo a Figura 34 (a), após a lavagem, as britas foram colocadas para secar ao ar livre, para que o teor de umidade da brita não modifique a relação A/C influenciando no traço Figura 34 (b).

Figura 34 - Lavagem e secagem da brita



a) lavagem da brita

b) secagem da brita

Fonte: Autora (2016).

- Aditivo polifuncional: É um produto químico adicionado ao concreto, podendo chegar até 5% da massa do cimento. Composto que aumenta a consistência do concreto e que reduz no mínimo 6% a quantidade de água de amassamento garantindo a trabalhabilidade sem perder a resistência do. NBR 11768:2011.

3.2.4.1 Ensaio a compressão axial do concreto

O ensaio foi realizado pela aplicação de cargas de compressão através do equipamento universal de ensaio modelo EMIC GR048, até que o corpo de prova cilíndrico de dimensões conhecidas, venha sofrer ruptura.

Determinado a força máxima aplicada antes do colapso do corpo de prova, a fim de analisar a resistência real do concreto utilizado nos protótipos realizou-se os seguintes procedimentos.

- a) Foram confeccionados 10 corpos de prova cilíndricos, após a modelagem os CPs foram mantidos em superfície plana livre de qualquer efeito de impacto e devidamente identificados de acordo com a Figura 35 (a).
- b) Após 24h de cura, os CPs foram desmoldados e colocados na água com solução de hidróxido de cálcio sendo retirados da solução até o momento do ensaio, aos sete dias representado na Figura 35(b).

Figura 35 - Moldagem e cura dos corpos de prova



a) execução dos CPs
Fonte: Autora (2016).



b) cura dos CPs

- c) Para a execução do ensaio de compressão axial é essencial que os CPs estejam regularizados passando pelo processo de retificação para que as cargas sejam absorvidas uniformemente mostrado na Figura 36(a).
- d) Colocação dos CPs na prensa aplicando carga até o rompimento segunda Figura 36 (b).

Figura 36 - Preparação dos CPs para o ensaio

a) retificação

b) rompimento

Fonte: Autora (2016).

Através dos ensaios de compressão axial, foi possível determinar a resistência real o concreto, utilizado para os protótipos do teste 1 teste 2.

Tabela 12 - Resistência a compressão do concreto para Protótipo 1

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO	
CORPO DE PROVA	<i>f_c</i>
CP1	27,76 MPa
CP2	28,22 MPa
CP3	28,00 MPa
CP4	28,72 MPa
CP5	28,03 MPa
CP6	27,98 MPa
MÉDIA	28,12 MPa

Fonte: Autora (2016).

O valor do f_c utilizado no primeiro teste, para fins de verificação do cálculo experimental foi o valor da média da resistência de moldagem, sendo 28,11 MPa conforme Tabela 12, e para o o segundo teste foi 40,93 MPa segundo tabela 13.

Tabela 13 - Resistência a compressão do concreto para Protótipo 2

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO	
CORPO DE PROVA	<i>f_c</i>
CP1	42,19 MPa
CP2	40,26 MPa
CP3	40,21 MPa
CP4	41,08 MPa
MÉDIA	40,93 MPa

Fonte: Autora (2016).

Através da realização do ensaio obteve-se diagramas tensão x deformação do material onde o mesmo encontra-se em Anexo.

3.2.4.2 Ensaio de tração nas barras de aço

Para a verificação do f_y real do aço, submeteu-se 3 barras de aço de cada bitola utilizadas como armadura do tirante ao ensaio de tração no equipamento universal de ensaio modelo EMIC GR048, sendo barras CA-50 de 8mm e barras de CA-60 de 5mm, seguindo o seguinte procedimento:

- Alocação das barras na prensa de acordo como mostra figura 37(a).
- Aplicação de cargas de tração até a sua ruptura de acordo figura 37(b).

Ao submeter as barras de aço a uma tensão de tração obteve-se os seguintes resultados, variando de acordo com o patamar de escoamento do aço.

Tabela 14 - Resultados obtidos nos ensaios de tração das barras de aço CA-50

Tensão do aço CA-50 de diâmetro 8mm		
Corpo de prova	<i>f_y</i> escoamento	<i>f_u</i>
CP1	570,59 MPa	684,96 MPa
CP2	543,10 MPa	663,98 MPa
CP3	555,09 MPa	674,47 MPa
Média <i>f_y</i>	556,26 MPa	674,47 MPa

Fonte: Autora (2016).

Figura 37 - Realização do ensaio de tração nas barras de aço



Fonte: Autora (2016).

Para a determinação da tensão de ruptura do aço, utilizou a média entre os CPs ensaiados, onde f_y é 556,26 MPa para o aço CA 50 Ø 8mm de acordo Tabela 14, e 757,33 MPa para CA 60 Ø 5mm conforme Tabela 15.

Tabela 15 - Resultados obtidos nos ensaios de tração das barras de aço CA-60

Tensões do aço CA-60 de diâmetro 5mm		
Corpo de prova	f_y escoamento	f_u
CP1	764,44 MPa	777,75 MPa
CP2	744,07 MPa	758,80 MPa
CP3	763,49 MPa	776,70 MPa
Média f_y	757,33 MPa	771,08 MPa

Fonte: Autora (2016).

Através da realização do ensaio obteve-se diagramas tensão x deformação do material onde o mesmo encontra-se em Anexo.

4 RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos através dos dados coletados nos ensaios experimentais dos protótipos. Tendo em vista que os mesmos foram dimensionados pelo método de bielas e tirantes.

Primeiramente apresenta-se as variações geométricas dos protótipos, resistências dos materiais utilizados, carga de ruptura, tensões de cisalhamento e tipo de rupturas experimentais.

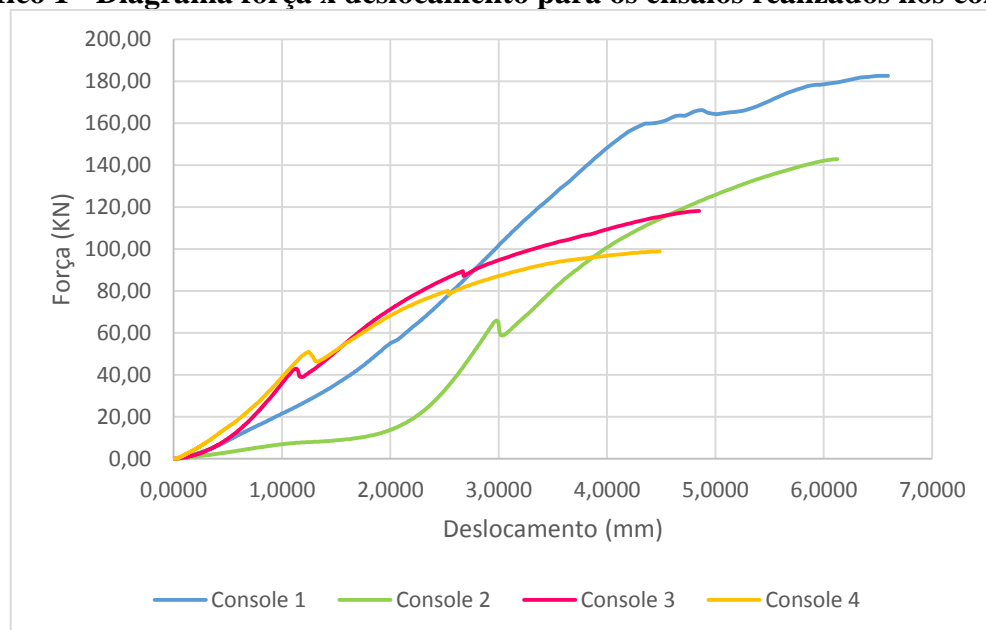
Após a determinação dos materiais calculou-se a carga de ruptura, tensões de cisalhamento, tipos de rupturas e momentos de projeto.

4.1 Resultados experimentais para ensaio de compressão dos consoles

Após realizados os ensaios de compressão axial em quatro consoles, foi possível coletar dados de carregamentos aplicados em cada console, e os deslocamentos dos mesmos, como mostra o Gráfico 1. Através dos dados obtidos, calculou-se as tensões atuantes para cada variação de carga, e pode-se observar os tipos de ruptura e causas prováveis.

Deve-se ressaltar que para a execução do protótipo 1 foi utilizado barras de aço CA-50 com diâmetro 8mm, e para os demais protótipos utilizou-se barras de aço CA-60 com diâmetro 5mm.

Gráfico 1 - Diagrama força x deslocamento para os ensaios realizados nos consoles



Fonte: Autora (2016).

A partir da variação da distância de aplicação de carga “**a**” e a variação da altura útil “**d**”, após a realização dos ensaios experimentais, obteve-se os seguintes valores, de cargas de ruptura conforme a Tabela 16, onde a mesma apresenta os parâmetros dos valores de resistência dos materiais e a geometria dos consoles ensaiados.

Tabela 16 - Parâmetros dos materiais e resultados experimentais

Protótipo	d '(cm)	Altura útil d (cm)	Distância da aplicação da carga a (cm)	b (cm)	a/d	Bitola de aço (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	$V_{exp.}$ (kN)
1	6,00	16,5	8,35	22,50	0,50	Ø 8	28,15	556,26	183,70
2	5,50	17,0	12,75	22,50	0,75	Ø 5	40,93	757,37	142,99
3	5,80	16,7	12,75	22,50	0,76	Ø 5	40,93	757,37	119,22
4	6,50	16,0	12,75	22,50	0,80	Ø 5	40,93	757,37	98,92

Fonte: Autora (2016).

A fim de realizar comparações entre o comportamento experimental, estimado e de projeto. Desconsiderou os fatores de ponderação para a análise experimental e estimada dos protótipos. Portanto a resistência do aço e do concreto utilizada, é a média dos valores fornecidos pelo ensaio experimentais dos materiais.

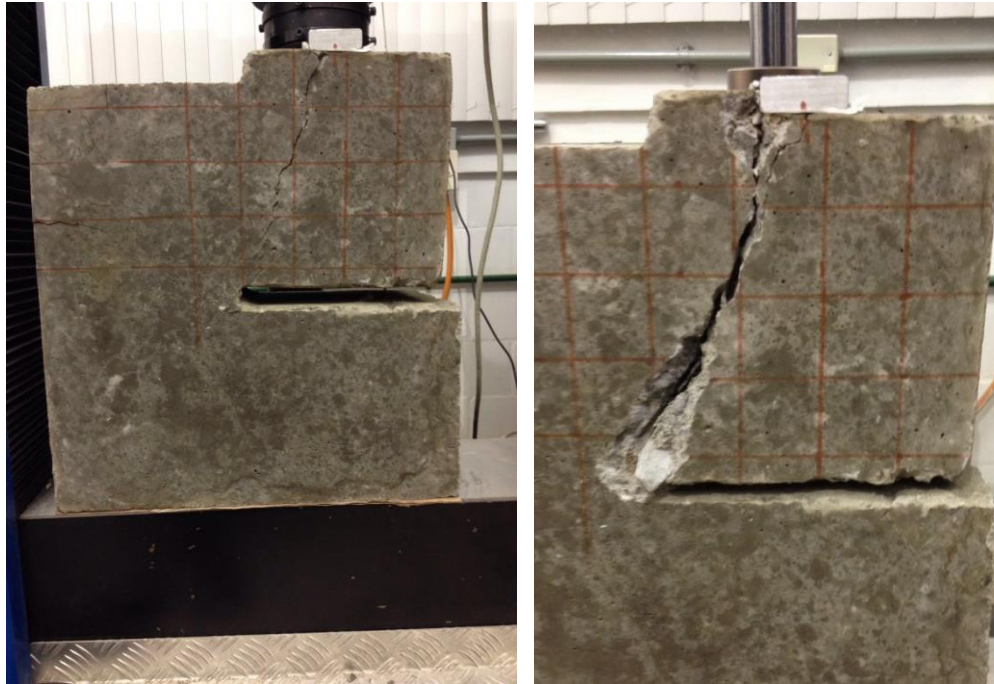
4.1.1 Modos de rupturas

Após aplicação de carregamentos concentrados, foram observados dois tipos de fissuras nos protótipos, comportamento esperado pois os protótipos foram dimensionados com parâmetros de materiais diferentes segundo a Tabela 16.

No protótipo 1 a fissura iniciou-se próximo ao centro da chapa metálica de aplicação, dirigindo-se em diagonal para a parte interna da ligação console-pilar, surgindo evolução na abertura da fissura a partir do acréscimo de carga, havendo esmagamento na biela de compressão como mostra a figura 38, onde a ruptura ocorreu por perda da capacidade resistente do concreto. Apesar do console apresentar deformações o aço continuou a resistir os esforços de aplicação do carregamento. Na tentativa de levar o aço a ruptura, continuou-se o ensaio elevando a capacidade de carregamento do equipamento ao máximo de 30 tf, e sem ocorrer a ruptura do aço do protótipo.

No caso dos protótipos 2, 3,4 a fissura iniciou-se na ligação do console-pilar, onde essa fissura ocorreu praticamente na vertical acompanhando a interface entre a ligação. Pode-se observar que não houve esmagamento na biela de compressão, e que a ruptura ocorreu pela deformação excessiva da armadura de tirante de acordo com as figuras 38,39 e 40. Onde os mesmos suportaram valores de cargas inferiores ao apresentado no console 1 conforme apresentado no Gráfico 1.

Figura 38 - Ruptura por esmagamento da biela de compressão no console 1



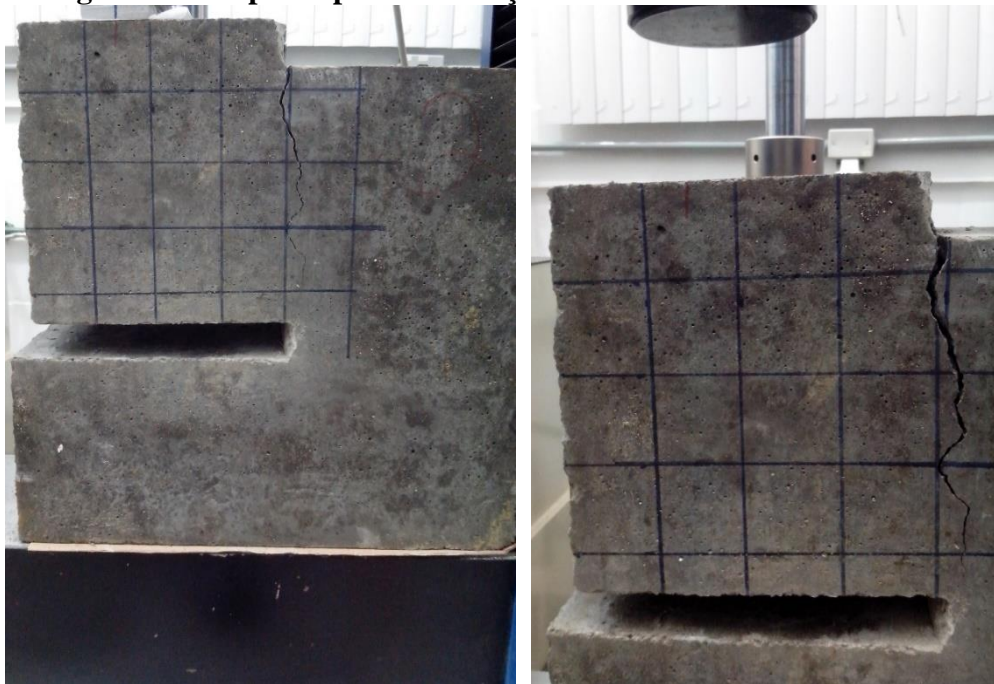
Fonte: Autora (2016).

Figura 39 - Ruptura por deformação excessiva do tirante console 2



Fonte: Autora (2016).

Figura 40 - Ruptura por deformação excessiva do tirante console 3



Fonte: Autora (2016).

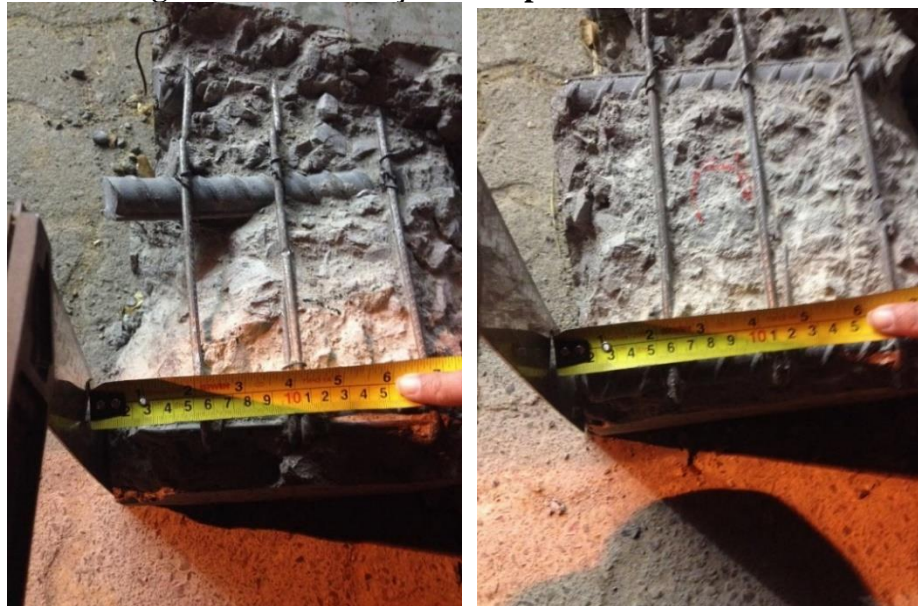
Figura 41 - Ruptura por deformação excessiva do tirante console 4



Fonte: Autora (2016).

4.1.2 Verificação da distância da face superior do console até o centro de gravidade do primeiro estribo.

Figura 42 - Verificação do d' para os consoles 2 e 3



a) Console 2 $d' = 5,5$ cm

b) Console 3 $d' = 5,8$ cm

Fonte: Autora (2016).

A fim de determinar a distância da face superior até o centro de gravidade da armadura do primeiro estribo (d'), rompeu-se o concreto retirando o cobrimento até chegar na armadura.

Após visualizar a armadura, com uma trena foi possível verificar as reais distâncias, mostrado nas Figuras 42, 43.

Figura 43 - Verificação do d' para o console 4 =6,5 cm



Fonte: Autora (2016).

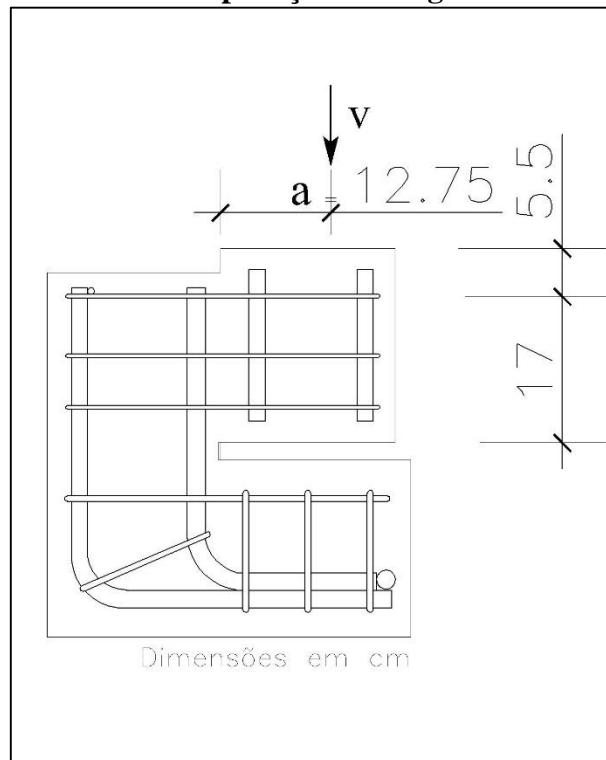
4.1.3 Tensões de cisalhamento calculadas a partir dos dados experimentais

Com os resultados das cargas de ruptura foi possível determinar as tensões de cisalhamento de cálculo e tensões de cisalhamento última experimentais, onde através da verificação das tensões pode-se visualizar o tipo de ruptura calculada, comprovadas pelo modelo experimental.

4.1.3.1 Tensões de cisalhamento protótipo 1:

Para a determinação das tensões de cisalhamento, utilizou-se o carregamento concentrado experimental de 183,70 KN, carregamento que levou o protótipo 1 a ruptura. Onde 8,35 cm é a distância da face do pilar até o ponto de aplicação de carga (a), e altura útil (d) é de 16,5 cm, obtendo-se a relação $a/d= 0,50$, sendo esta, relação limite entre um console curto e muito curto. Para determinação da a tensão de cisalhamento experimental utilizou-se a Equação 2.7.

Figura 44 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 1



Fonte: Autora (2016).

Segundo a NBR 6118:2014 a tensão de cisalhamento última deve ser maior ou igual a tensão de cisalhamento de cálculo experimental conforme Equação 2.7.

$$\tau_{w \text{ exp.}} = \frac{183,7}{22 \times 16,5} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{w \text{ exp.}} = 0,51 \text{ kN/cm}^2$$

Após obtida o valor da tensão de cisalhamento de cálculo experimental, para realizar a verificação das tensões, calculou-se a tensão de cisalhamento última experimental através da Equação 2.8.

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 2,811}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,5)^2}}$$

$$\tau_{wu} = 0,49 \text{ KN/cm}^2$$

De acordo com a NBR 6118:2014 deve-se verificar a resistência a compressão da biela ou do cisalhamento, afim de garantir que não haja ruptura frágil, da biela não aconteça.

Segundo a verificação da biela de compressão, a partir da tensão de cisalhamento.

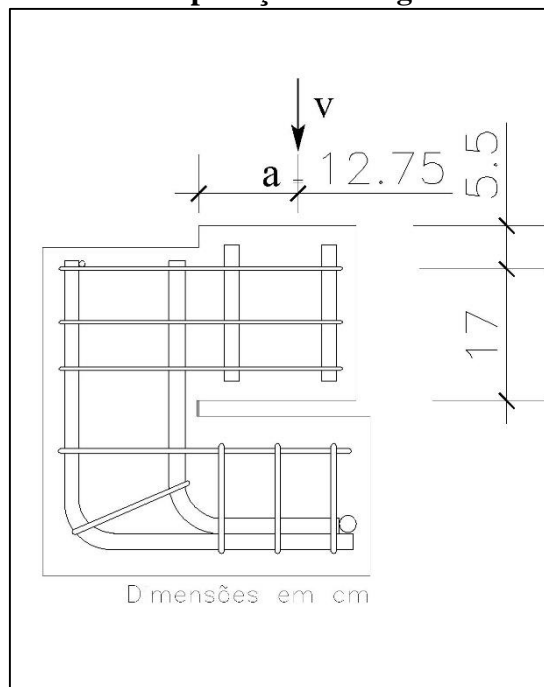
$$\tau_{w \text{ exp.}} > \tau_{wu}$$

Como a tensão de cisalhamento última é maior a tensão de cisalhamento de cálculo experimental, há esmagamento da biela de compressão, hipótese confirmada pelo comportamento real obtido, de acordo na Figura 38.

4.1.3.2 Tensões de cisalhamento protótipo 2:

Verificou-se a carga de ruptura, utilizando como 12,75 cm com **a**. Obtendo a relação $a/d=0,75$ observando o comportamento de um console curto, e para determinação da a tensão de cisalhamento experimental, utilizou-se a Equação 2.7.

Figura 45 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 2



Fonte: Autora (2016).

$$\tau_{w, \text{exp.}} = \frac{142,99}{22 \times 17} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{w \text{ exp.}} = 0,38 \text{ kN/cm}^2$$

Para a verificação, calculou-se a tensão de cisalhamento última experimental através da Equação 2.8.

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 4,226}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,75)^2}} =$$

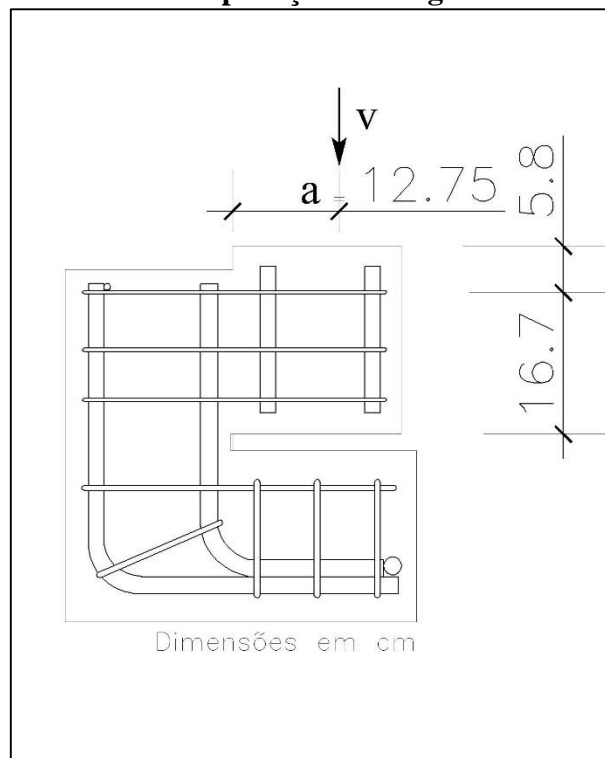
$$\tau_{wu} = 0,65 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_{w,exp} > \tau_{wu}$, Ruptura por flexão ocasionada pela deformação excessiva do tirante, ou por falta da mesma, ocasionando uma pequena fissura principal, que se agrava com aplicação de carga não há esmagamento da biela de compressão, hipótese confirmada pelo comportamento real obtido segundo Figura 39.

4.1.3.3 Tensões de cisalhamento protótipo 3:

Verificou-se a carga de ruptura, utilizando como 12,75 cm com **a**. Obtendo a relação $a/d=0,76$ observando o comportamento de um console curto, e para determinação da a tensão de cisalhamento experimental, utilizou-se a Equação 2.7.

Figura 46 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 3



Fonte: Autora (2016).

$$\tau_{w,exp.} = \frac{119,22}{22 \times 16,7} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{w,exp.} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$$

Para a verificação, calculou-se a tensão de cisalhamento última experimental através da Equação 2.8.

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 4,226}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,76)^2}} =$$

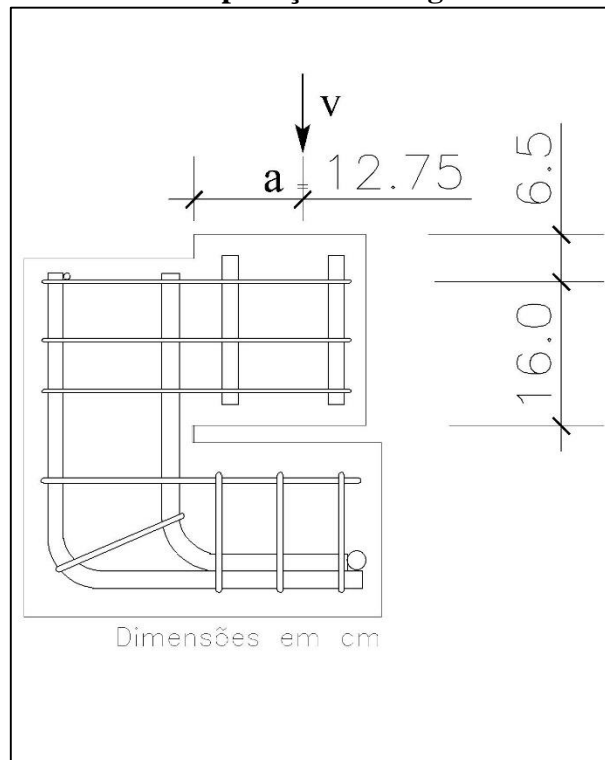
$$\tau_{wu} = 0,64 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_{w,exp.} > \tau_{wu}$, ruptura por flexão ocasionada pela deformação excessiva do tirante, ou por falta da mesma, ocasionando uma pequena fissura principal, que se agrava com aplicação de carga não há esmagamento da biela de compressão, hipótese confirmada pelo comportamento real obtido conforme Figura 40.

4.1.3.4 Tensões de cisalhamento protótipo 4:

Verificou-se a carga de ruptura, utilizando como 12,75 cm com **a**. Obtendo a relação $a/d=0,80$ observando o comportamento de um console curto, e para determinação da a tensão de cisalhamento experimental, utilizou-se a Equação 2.7.

Figura 47 - Distância da aplicação da carga e altura útil console 4



Fonte: Autora (2016).

$$\tau_{w,exp.} = \frac{98,92}{22 \times 16} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{w,exp.} = 0,28 \text{ kN/cm}^2$$

Para a verificação, calculou-se a tensão de cisalhamento última experimental através da Equação 2.8.

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 4,226}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,80)^2}} =$$

$$\tau_{wu} = 0,63 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_{w,exp.} > \tau_{wu}$, ruptura por flexão ocasionada pela deformação excessiva do tirante, ou por falta da mesma, ocasionando uma pequena fissura principal, que se agrava com aplicação de carga não há esmagamento da biela de compressão, hipótese confirmada pelo comportamento real obtido conforme Figura 41.

4.2 Determinação do momento atuante na estrutura a partir da carga experimental

Com o intuito de verificar a contribuição da influência do momento no plano de cisalhamento da estrutura. Calculou-se o momento, cálculo que não é previsto pela NBR 9062:2006, onde a distância a de aplicação de carga a é igual a 8,35 cm, obtendo a partir da Equação 9.

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 1:

$$M = 183,7 \times 8,35 = 1\,533,90 \text{ kN.cm}$$

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 2:

$$M = 142,99 \times 12,75 = 1\,823,12 \text{ kN.cm}$$

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 3:

$$M = 119,22 \times 12,75 = 1\,520,05 \text{ kN.cm}$$

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 4:

$$M = 98,92 \times 12,75 = 1\,261,23 \text{ kN.cm}$$

4.3 Cálculo teórico pelo modelo de bielas e tirantes de acordo com a NBR 9062:2006 e a NBR 6118:2014

A determinação do cálculo teóricos baseou-se nos dados obtidos experimentalmente e fatores de ponderação mostrado na Tabela 17 e, calculou-se parâmetros de projeto, momentos, cargas de compressão e tensões de cisalhamento. Utilizando fatores e resistências em condições normais de projeto.

Tabela 17 - Fatores a considerar em situação de projeto

γ_c	γ_s	Γ_{carga}
1,4	1,15	1,4

Fonte: NBR 6118:2014.

4.3.1 Carga de projeto para o console 1:

Através da equação da área de aço do tirante e com os valores reais de resistência dos materiais, e utilizando os fatores de ponderação conforme Tabela 17 foi possível calcular a carga de ruptura de projeto.

$$1,50 = \left[\left(0,1 + \frac{8,35}{16,5} \right) Vd + 0,2Vd \right] \frac{1}{55,63/1,15} =$$

$$Vd = 90,70 \text{ kN}$$

Substituindo o valor da força de cálculo na Equação 2.7 determinou-se tensão de cisalhamento de cálculo.

$$\tau_{wd} = \frac{90,70}{22 \times 16,5} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = 0,25 \text{ kN.cm}$$

Realizando a verificação comparando com tensão de cisalhamento última Equação 2.8

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 2,811/1,4}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,5)^2}} =$$

$$\tau_{wu} = 0,31 \text{ kN.cm}$$

$\tau_{wd} < \tau_{wu}$, não há esmagamento na biela de compressão, hipótese não comprovada experimentalmente.

4.3.2 Carga de projeto para o console 2:

Através da Equação 4.2.4 obteve-se Vd .

$$0,6 = \left[\left(0,1 + \frac{12,75}{17} \right) Vd + 0,2Vd \right] \frac{1}{75,73/1,15} =$$

$$Vd = 37,62 \text{ kN}$$

Para a tensão de cisalhamento de cálculo utilizou-se a Equação 2.7.

$$\tau_{wd} = \frac{37,62}{22 \times 17} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

Realizando a verificação comparando com tensão de cisalhamento última Equação 2.8.

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 4,093/1,4}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,75)^2}} =$$

$$\tau_{wu} = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

$\tau_{wd} < \tau_{wu}$, não há esmagamento na biela de compressão.

4.3.3 Carga de projeto para o console 3:

Através da Equação 4.2.4 obteve-se Vd .

$$0,6 = \left[\left(0,1 + \frac{12,75}{16,7} \right) Vd + 0,2Vd \right] \frac{1}{75,73/1,15} =$$

$$Vd = 37,27 \text{ kN}$$

Para a tensão de cisalhamento de cálculo utilizou-se a Equação 2.7.

$$\tau_{wd} = \frac{37,27}{22 \times 16,7} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

Realizando a verificação comparando cm tensão de cisalhamento última Equação 2.8

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 4,093/1,4}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,76)^2}} =$$

$$\tau_{wu} = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

$\tau_{wd} < \tau_{wu}$, não há esmagamento na biela de compressão.

4.3.4 Carga de projeto para o console 4:

Através da Equação 4.2.4 obteve-se Vd .

$$0,6 = \left[\left(0,1 + \frac{12,75}{16,0} \right) Vd + 0,2Vd \right] \frac{1}{75,73/1,15} =$$

$$Vd = 35,92 \text{ kN}$$

Para a tensão de cisalhamento de cálculo utilizou-se a Equação 2.7.

$$\tau_{wd} = \frac{35,92}{22 \times 16} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = 0,1 \text{ kN.cm}$$

Realizando a verificação comparando cm tensão de cisalhamento última Equação 2.8

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \times 1 \times 4,093/1,4}{\sqrt{(0,9)^2 + (0,8)^2}} =$$

$$\tau_{wu} = 0,44 \text{ kN.cm}$$

$\tau_{wd} < \tau_{wu}$, não há esmagamento na biela de compressão.

4.4 Determinação do momento atuante na estrutura a partir da carga experimental

Com o intuito de verificar a contribuição da influência do momento no plano de cisalhamento da estrutura, a partir da Equação 9.

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 1:

$$M = 90,70 \times 8,35 = 757,35 \text{ kN.cm}$$

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 2:

$$M = 37,62 \times 12,75 = 479,65 \text{ kN.cm}$$

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 3:

$$M = 37,27 \times 12,75 = 475,19 \text{ kN.cm}$$

Momento atuante na estrutura a partir da carga de ruptura no console 4:

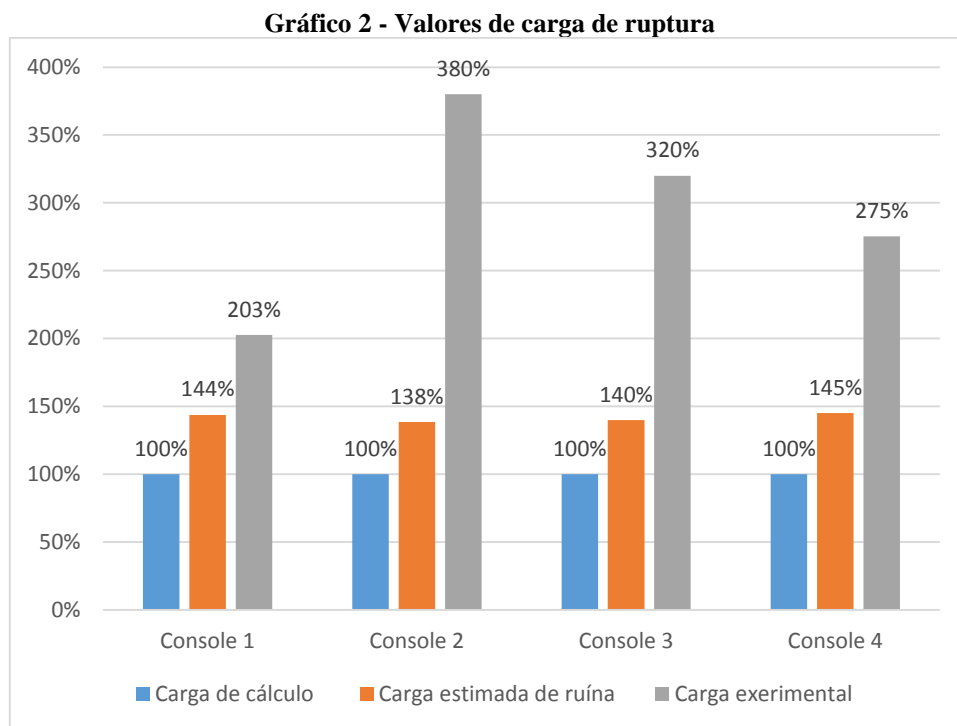
$$M = 35,92 \times 12,75 = 457,98 \text{ kN.cm}$$

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo serão analisados os dados obtidos através da estimativa de cálculo, do ensaio experimental e cálculo de projeto de com acordo com o modelo de bielas e tirantes de acordo com NBR 6118:2014 e NBR9062:2006.

5.1 Cargas verticais

Ao analisar os resultados, pode se evidenciar que os valores de projeto utilizado para o dimensionamento, (utilizado em casos reais), estão muito acima dos esperados para a ruptura da peça. A comparação dos modelos experimentais com os resultados teóricos segundo a NBR 6118:2014 e a NBR 9062:2006, mostra que os valores chegam de 103 % a 280 % superiores aos valores de projeto. Já em relação ao modelo esperado verificou que os valores variam de 38% a 45% superiores de acordo com o Gráfico 2.

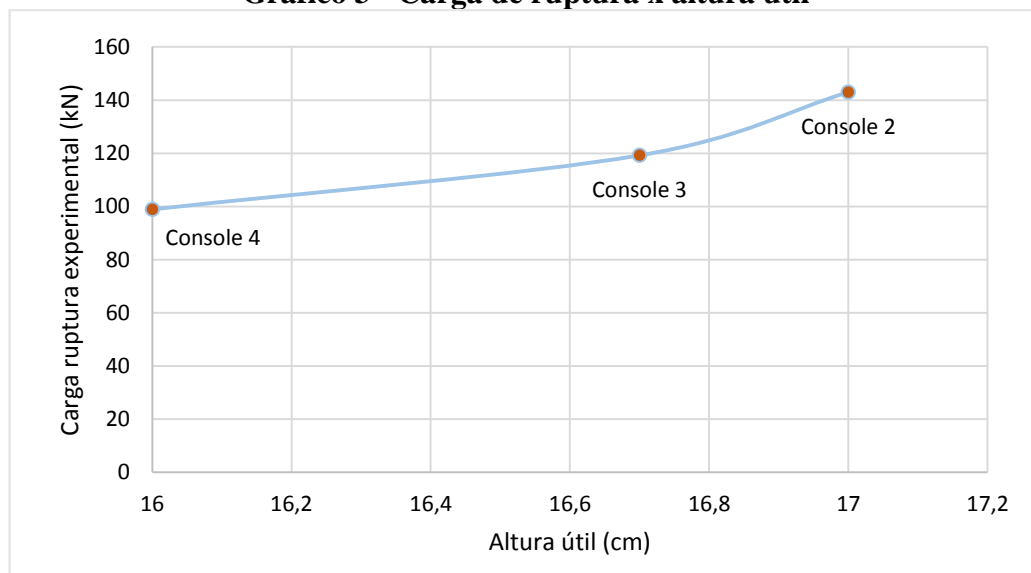


Em análise dos resultados obtidos no Gráfico 1, pode-se observar que há uma elevada variação na de carga, entre os consoles que possuem a mesma quantidade de área de aço sendo eles os consoles 2,3 e 4.

5.2 Contribuição da altura útil no aumento da capacidade resistente

Conforme os valores apresentados no Gráfico 1, foi possível observar que os protótipos 2,3 e 4, sendo dimensionados com a mesma quantidade de área de aço, para armadura de tirantes, apresentando a mesmas configurações geométricas os valores de rupturas não apresentaram uma constância. Onde a variação explica-se pelo fato de haver uma diferença nos valores de altura útil dos protótipos, como mostra o gráfico 3, a medida que aumenta a altura útil dos protótipos, há um aumento na capacidade resistente de carga da estrutura.

Gráfico 3 - Carga de ruptura x altura útil



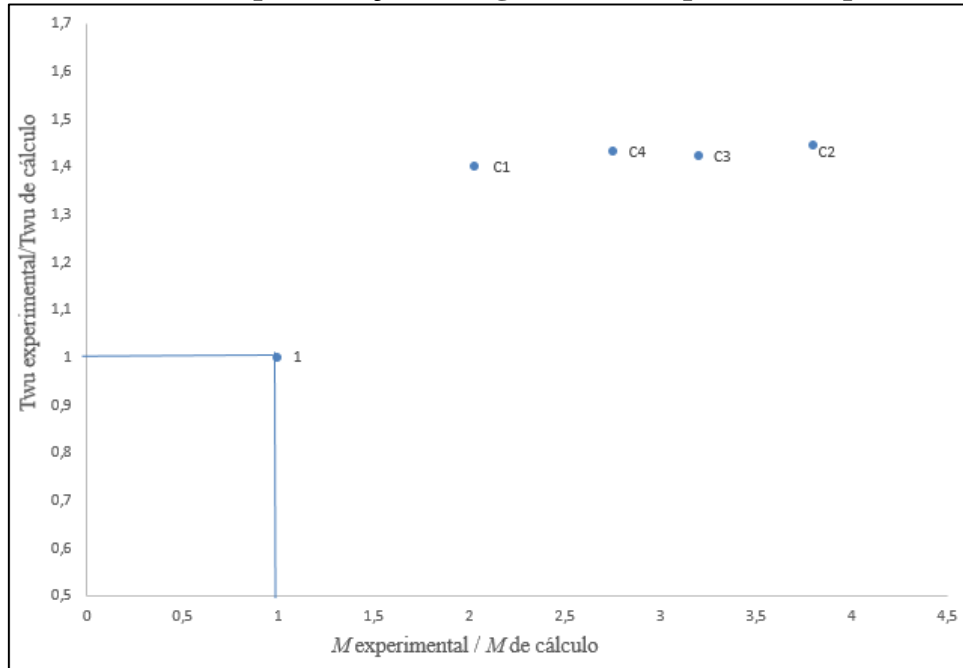
Fonte: Autora (2016).

5.3 Atuação do momento em relação ao plano de cisalhamento

Segundo o Gráfico 4 onde apresenta a tensão de cisalhamento última experimental dividido pela tensão de cisalhamento última de projeto, comparando com os valores de momento experimental pelo de cálculo. Foi possível analisar que os valores de momento são menores que os valores de tensão de cisalhamento, não obtendo influência significativa do momento em relação ao plano de corte, onde os valores esperados para ruptura devem ser maiores que a relação 1-1 apresentadas no gráfico. Com isso através dos resultados obtidos foi possível comprovar que os protótipos ensaiados, são superiores aos valores aceitáveis de

ruptura de acordo com região onde a mesma é esperada, mostrando que seu comportamento foi dentro do esperado para o modelo.

Gráfico 4 - Representação da região onde é esperada a ruptura



Fonte: Autora (2016).

5.4 Cargas verticais e tensão de cisalhamento última

De acordo com a Tabela 18, que apresenta o desvio padrão de acordo com valores de cargas, utilizando para a obtenção dos dados de cálculo os consoles 2,3 e 4 por possuir o mesmo dimensionamento inicial. Pode-se observar que o desvio padrão em relação os protótipos, mostrou-se elevado, esse fato foi devido a ocorrência da variação de altura útil dos consoles, e pelo fato desta variação não ser considerado na verificação da carga.

Tabela 18 - Cargas e desvio padrão dos protótipos

Protótipo	Carga de projeto (kN)	Carga experimental (kN)
Console2	37,62	142,99
Console3	37,27	119,22
Console4	35,92	98,92
Média	36,94	120,38
Desvio Padrão		22,06

Fonte: Autora (2016).

Devido ao elevado valor de desvio padrão em relação a carga de ruptura, analisou-se também a tensão de cisalhamento última, pois a mesma considera a variação da altura útil no processo de cálculo não comprometendo a confiabilidade dos ensaios.

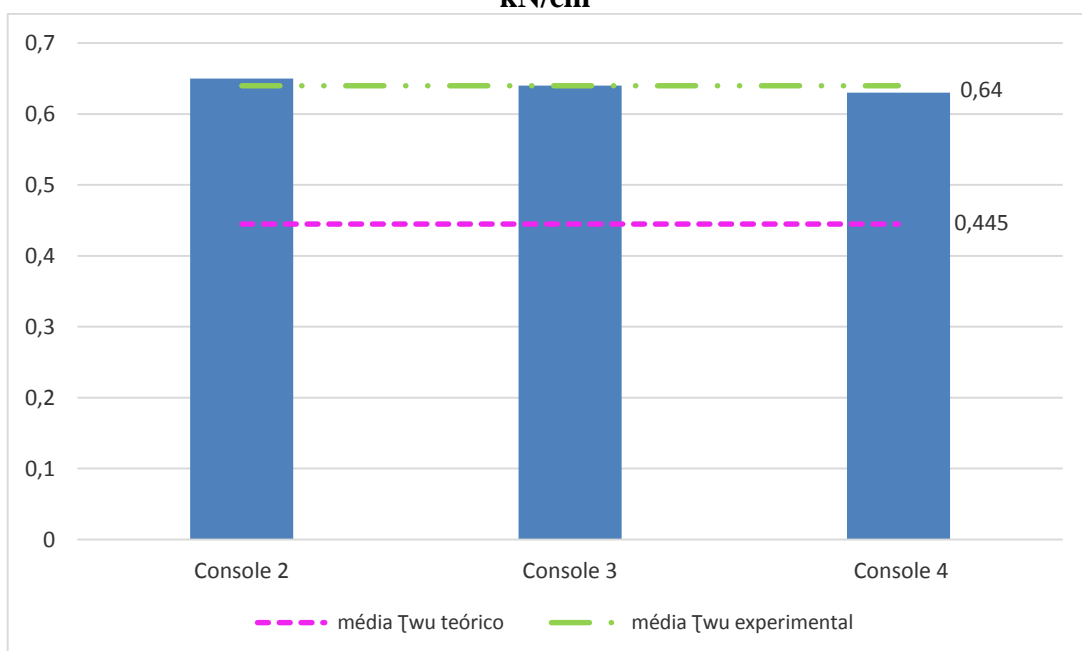
Tabela 19 - Tensões de cisalhamento última e desvio padrão dos protótipos

Protótipo	$\tau_{wu, projeto}$ (KN/cm²)	$\tau_{wu, pela resistência concreto}$ (KN/cm²)	$\tau_w, experimental$ (KN/cm²)
Console2	0,45	0,65	0,30
Console3	0,45	0,64	0,32
Console4	0,44	0,63	0,28
Média	0,445	0,64	0,30
Desvio Padrão		0,01	0,02

Fonte: Autora (2016).

Ao analisar os resultados obtidos da tensão de cisalhamento última, pode-se verificar uma pequena variação, mostrando a confiabilidade nos ensaios realizados, para ilustrar esses resultados o Gráfico 5 apresenta os valores de tensão de cisalhamento última de ruptura comparando com o seu valor médio com o de projeto.

Gráfico 5- Tensão de cisalhamento última definida a partir da resistência do concreto kN/cm²



Fonte: Autora (2016).

5.6 Análise do comportamento e modos de rupturas

Tabela 20 - Resistências e características das rupturas experimentais

Console	f_c (Mpa)	f_y (Mpa)	V exp. (kN)	M exp (kN.cm)	Ruptura
1	28,12	556,26	183,70	3031,05	Esmagamento da biela de compressão
2	40,93	757,33	142,99	2430,83	Deformação excessiva do tirante
3	40,93	757,33	119,22	1990,97	Deformação excessiva do tirante
4	40,93	757,33	98,92	1582,72	Deformação excessiva do tirante

Fonte: Autora (2016).

Em análise a Tabela 20, foi possível observar que para o console 1 que tem como f_c 28,12 MPa e apresenta uma área de aço de 1,50 cm², a ruptura ocorreu por esmagamento da biela de compressão, visto que neste caso houve perda na capacidade resistente do concreto, já para os consoles 2, 3 e 4 que possuem como f_c 40,93 MPa e 0,6 cm² de área de aço, a ruptura ocorreu por deformação excessiva do tirante. Como o concreto apresentava uma elevada resistência não ocorreu esmagamento na biela de compressão e a ruptura se deu quando aço já não apresentava mais capacidade de carga, por isso que no console 1 a ruptura apresenta-se inclinada e nos consoles 2,3 e 4 perpendiculares ao plano de corte.

Ao comparar os resultados de ruptura de projeto com os obtidos conforme Tabela 21, mostra-se que o comportamento dos consoles 2,3 e 4 aconteceu conforme o esperado de projeto, não ocorrendo esmagamento na biela de compressão, onde apresentou deformação excessiva da armadura de tirante devido a elevada resistência do concreto, e a pouca área de aço do console. No console 1 ocorreu esmagamento da biela de compressão, comportamento que não era esperado pelo cálculo de projeto, esse fato explica-se pelo fato que a carga esperada de projeto, inferior a carga experimental.

Tabela 21 - Tensões de cisalhamento e rupturas de projeto e experimentais

Protótipo	τ_w , proj. (kN/cm ²)	τ_{wu} , proj. (kN/cm ²)	τ_w , exp. (kN/cm ²)	τ_{wu} , exp. (kN/cm ²)	Comportamento de projeto	Ruptura experimental
1	0,25	0,31	0,51	0,49	Não há esmagamento na biela de compressão	Esmagament o na biela de compressão
2	0,1	0,45	0,38	0,65	Não há esmagamento na biela de compressão	Deformação excessiva do tirante
3	0,1	0,45	0,32	0,64	Não há esmagamento na biela de compressão	Deformação excessiva do tirante
4	0,1	0,44	0,28	0,63	Não há esmagamento na biela de compressão	Deformação excessiva do tirante

Fonte: Autora (2016).

De acordo com a tensões de cisalhamento de projeto, pelo modelo de cálculo não há esmagamento da biela de compressão, mas conforme mostra a Tabela 21 os valores de tensão estão muito próximos, explicando o fato da ocorrência do esmagamento da biela no ensaio experimental.

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentado baseou-se na análise teórico-experimental de consoles curtos de concreto armado presentes em pilares, submetidos à cargas concentradas e dimensionados pelo método de bielas e tirantes. Com base nos resultados obtidos nos ensaios experimentais, bem como os valores obtidos pelo modelo de cálculo de acordo com a NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006, foi possível apresentar as conclusões que seguem.

Como base nos valores de ruptura obtidos experimentalmente, os quais foram de 103% a 280% superiores aos calculados pelo modelo de bielas e tirantes, é possível concluir que o referido modelo de cálculo apresenta resultados bastante conservadores, e assim, em prol da segurança. Contudo, a aplicação do referido modelo de cálculo torna a construção de consoles mais onerosa.

Ao analisar os comportamentos dos consoles, observados nos ensaios, pode-se concluir que, os modos de rupturas obtidos, seguem os modelos teóricos esperados para tal ruptura, ou seja, estão de acordo com o sugerido pela bibliografia estudada.

Avaliando os resultados obtidos, é possível sugerir para trabalhos futuros, o aprimoramento das equações e modelos de cálculo utilizados. Para tanto, pode-se sugerir que sejam implementadas outras conformações de bielas e tirantes, assim como, que seja verificado o comportamento das estruturas através de análises numéricas pelo Método dos Elementos Finitos, e assim aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos. Com o devido aprimoramento do modelo de cálculo de bielas e tirantes para esse tipo de estruturas, será possível o dimensionamento de estruturas mais racionais e conseqüentemente mais econômicas.

Sugere-se ainda, a confecção de um número maior de protótipos, assim como, a confecção de consoles com distância de aplicação de carga variada, de modo a possibilitar um melhor entendimento do comportamento experimental dos consoles. Recomenda-se a utilização de refletômetros entre o plano de cisalhamento da peça afim de medir a deformação horizontal de acordo com a aplicação de carga.

Sugere-se por fim, o dimensionamento de consoles muito curtos pelo método de atrito cisalhamento, e consoles curtos pelo modelo de bielas e tirante, realizando duas séries de ensaios, testando a armadura de costura nos dois modelos de cálculo, para definir a taxa de contribuição da armadura no aumento da capacidade resistente dos consoles.

Ao final deste estudo, pode-se constatar ainda que o mesmo proporcionou um grande aprendizado sobre o assunto abordado, proporcionando o aprimoramento na visão prática sobre a utilização de consoles como elemento de ligação entre pilares e vigas de concreto armado, e

possibilitando uma rica experiência na área de pesquisa, assim como, nos processos executivos de consoles, despertando por parte do acadêmico um interesse em apreender, principalmente na área de estruturas.

REFERÊNCIAS

- _____.NBR 5733: *Cimento Portland de alta resistência inicial*. Rio de Janeiro 1991.
- _____.NBR 6118: projeto de estruturas de concreto armado: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____.NBR 7211: agregados para concreto: especificações.Rio de Janeiro, 2009.
- _____.NBR 9062: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.
- ARAÚJO, José; *Curso de concreto Armado*. Vol.4, 4 ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11768: Aditivos Químicos para concreto de cimento Portland*. requisitos. Rio de Janeiro 2011.
- CARVALHO, R.; RODRIGUES, J. *Cálculo e Detalhamento de estruturas usuais de concreto*. 4 ed. São Carlos: Editora UFSCar, 2014.
- DONIN, Christian. *Consolo e Dentes Gerber – Dimensionamento* – Universidade de Santa Cruz do Sul. 2015.
- EL DEBS, M..K. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. São Carlos, EESC-USP,2000.
- FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. *Die bewehrung von Konsolen und gedrungenen balken: (Beton- Und Stahbetonbau)* pp112-120 maio.1963.
- FUSCO, Péricles *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo, Editora Pini, 1995.
- HAGBERG,T. *Desing of concrete brackets: On the aplication of the truss analogy*.(ACI Jounal),pp 3-12, janeiro-feveireiro.1983.
- HAGBERG,T. *Do EM 1992-1-1 and the Euopen Concrete Platform comply with tests: Comementary on the rules for strut-and-tie models using corbels as na example*.(Structural Concrete),pp 418-427, 2015.
- LEONHARDT, F.; MÖNING, E. *Construções de Concreto: princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado*. vol. 3, 1 ed. Rio de Janeiro: Editora Intercedência, 1978.
- MATTOCK, AH.*Shear tranfer in reinforced concrete whit momento or tension acting across the shear plane*.(PCI JOURNAL),pp 76-93, julho-agosto. 1975.
- MATTOCK, AH.; CHEN, KC.; SOONGSWANG, K. *The Behavior of Concrete Corbels*.(PCI JOURNAL),pp 52-77, março-abril. 1976.
- MARTINS, Rejane ; EL DEBS, Mounir.Khalil. *Análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura.*: Artigo (Cadernos

de Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

THOMAZ, Eduardo. *Notas de aula*, Consolos curtos. Disponível em: <http://www.ime.eb.br/webdb2/prof/ethomaz/html>. Acesso em 16 set. 2015.

ANEXOS