

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Douglas Rafael da Silva

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE ESTACAS SUBMETIDAS A CARGA
DIRETA DE PILARES**

Santa Cruz do Sul

2015

Douglas Rafael da Silva

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE ESTACAS SUBMETIDAS A CARGA
DIRETA DE PILARES**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2015

RESUMO

Atualmente, nota-se que os projetistas têm dispensando o uso de blocos de fundação entre as fundações e os pilares quando se tem no projeto a utilização de somente uma estaca para sustentação de um único pilar. Com isso, é pouco conhecido e estudado o comportamento da estaca ao receber diretamente essa carga. Sabe-se que quando o carregamento acontece em área reduzida, tensões de tração transversais ao eixo da estaca e do pilar serão geradas enquanto as tensões de compressão se propagam pela estaca, e esse esforço de tração possivelmente será maior que a resistência à tração do concreto, acarretando uma ruptura da estaca por fendilhamento, que é uma fenda no sentido longitudinal da estaca. Portanto uma armadura de fretagem deve ser dimensionada para suportar tais esforços e manter a função estrutural da estaca com segurança. O presente trabalho traz uma abordagem teórica do assunto buscando abranger teorias de modelos muito semelhantes, para que através de uma análise experimental comprove-se ou não a eficácia dos mesmos para este caso, buscando aprimorar os conceitos sobre armadura de fretagem e fendilhamento. Pode-se dizer que são necessárias alterações nos modelos de cálculo utilizados nesta pesquisa para o dimensionamento da força transversal de tração gerada pelo carregamento em área reduzida, e também que os diferentes modelos de armadura de fretagem estudados geram pouca diferença na capacidade resistente do protótipo da estaca.

Palavras chave: Armadura de fretagem; Fendilhamento; Estacas.

ABSTRACT

Nowadays, we see that the draftsmen have dispensed the use of foundation blocks between foundations and pillars when they use just one pile to lift one single pillar at the project. Because of that, the behavior of the pile when it receives this charge is little known and studied. It's known that when the charging happens in a small area, tensions of the transverse traction to the pile and to the pillar axis will be generated while the tensions of the compression spreads through the pile and this traction effort will be possibly bigger than the resistance to the concrete's traction, leading to a rupture of the pile for cracking, that is a lengthwise crack at the pile. Therefore, a freightage armor should be dimensioned to support these efforts and keep safe the structural function of the pile. This work makes a theoretical approach of the object, trying to embrace theories of very similar models, to make possible that an experimental analysis proves or not the effectiveness of these similar models to the case studied, trying to improve the concepts about freightage armor and cracking. It can be said that changes at the calculation models used in this research are necessary to dimension the transverse strength of traction generated by the charging in a small area, and also that the different freightage armor studied makes a little difference at the resistant capacity of the pile prototype.

Key words: Freightage armor; Cracking; Pile.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Ensaio de compressão diametral, disposição do corpo de prova	14
Figura 2 - Diagrama tensão deformação de compressão	16
Figura 3 - Diagrama tensão deformação de tração	17
Figura 4 - Introdução de cargas ou forças concentradas em um plano bidimensional.....	19
Figura 5 - Distribuição de tensões em um sistema de introdução de cargas ou forças concentradas em um plano tridimensional	20
Figura 6 - Valores do esforço de fendilhamento resultante em referência a carga P	23
Figura 7 - Esforços de tração nos bordos, representação de Z_x e Z_y	24
Figura 8 - Representação do esforço de fendilhamento em um prisma de largura d_1	25
Figura 9 - Comparação entre as tensões de fendilhamento no eixo de uma peça cilíndrica e do modelo bidimensional de chapas	26
Figura 10 - Esquema de fissuras devido a carga concentrada em área reduzida.....	28
Figura 11 - Comportamento dos esforços no comprimento de perturbação.....	32
Figura 12 - Comportamento dos esforços no método de bielas e tirantes.....	33
Figura 13 - Representação das bielas de compressão.....	34
Figura 14 - Representação dos pilares rotacionados e o bloco de transição.....	35
Figura 15 – Representação da situação estudada, pilar quadrado de concreto descarregando diretamente em uma estaca circular de concreto.	37
Figura 16 – Estribos utilizados, (a) circular, (b) poligonal e (c) helicoidal respectivamente... 38	
Figura 17 – Armaduras para os corpos de prova com ferragem de 20cm de comprimento, (a) estribo poligonal, (b) estribo helicoidal e (c) estribo circular respectivamente.....	39
Figura 18 – Estribo poligonal para corpos de prova com ferragem longitudinal de 40cm de comprimento.	39
Figura 19 – Disposição das barras longitudinais.	40
Figura 20 – Ensaio de tração no aço.....	41
Figura 21 – Ensaio dos corpos de prova para caracterização do concreto.	42
Figura 22 – Moldes em PVC, cortados e identificados.	44
Figura 23 - Moldes prontos com as armaduras fixadas em seu interior.	44
Figura 24 - Moldes amarrados e identificados, prontos para concretagem.	45
Figura 25 - Moldes sobre a mesa mencionada.	45
Figura 26 – Corpos de prova submersos em água, após sete dias foram rompidos.	46
Figura 27 – Protótipos concretados.	47
Figura 28 – Máquina universal de ensaio utilizada.	49

Figura 29 – Procedimento de ensaio, dimensões expressas em milímetros.	50
Figura 30 – Chapa de aço centralizado no modelo pronto para ser ensaiado.....	50
Figura 31 – Protótipo pronto para ser ensaiado.	51
Figura 32 – Protótipo de estaca sem armadura, ruptura por fendilhamento anelar.	51
Figura 33 – Protótipo de estaca sem armadura, observado de frente após o ensaio.....	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental.....	11
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	12
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	13
Tabela 4 - Valor do coeficiente de aderência	17
Tabela 5 - Coeficiente de minoração	18
Tabela 6 - Valores de resistência à tração do aço $\phi 5\text{mm}$	41
Tabela 7 - Valores de resistência à tração do aço $\phi 10\text{mm}$	42
Tabela 8 - Valores de resistência à compressão para cada corpo de prova e valor característico definido para cada betonada	43
Tabela 9 – Verificação da tensão de esmagamento do concreto segundo a NBR 6118:2014..	48
Tabela 10 - Modelos sem armadura, a força de ruptura e a identificação do concreto utilizado.	53
Tabela 11 – Carga de ruptura dos protótipos e a identificação do concreto utilizado.....	54
Tabela 12 – Resistência à tração do concreto de cada protótipo	54
Tabela 13 – Força transversal de fendilhamento “ $Z_{\text{tração}}$ ” segundo Fusco (1995).....	58
Tabela 14 – Força P resistida estimada de cálculo e de ruptura, somando concreto e aço.	58
Tabela 15 – Força transversal de fendilhamento “ $Z_{\text{tração}}$ ” segundo Leonhardt (1977).	59
Tabela 16 - Força P resistida estimada de cálculo e de ruptura, somando concreto e aço.	60
Tabela 17 – Força de tração resistente pelo protótipo de estaca com base no f_{ctk}	60
Tabela 18 – Fator de transformação de carga proposto.....	61
Tabela 19 – Força transversal de fendilhamento “ $Z_{\text{tração}}$ ” calculado com fator proposto.....	61
Tabela 20 – Força P resistida estimada de cálculo e de ruptura, somando concreto e aço.	62
Tabela 21 – Valor do esforço transversal de fendilhamento comparado entre os três modelos.	63
Tabela 22 – Comparação dos valores da força resistida de cálculo “ P_d ”	64
Tabela 23 – Comparação dos valores da força de ruptura estimada “ $P_{\text{rup. estimado}}$ ” com a porcentagem de erro de cada modelo em relação à análise experimental.	65
Tabela 24 – Comparação entre os diferentes tipos de estribos e a capacidade resistente média de cada grupo, sendo todos comparados com os protótipos sem armadura.	66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	7
2 ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA	8
3 OBJETIVOS	8
3.1 Objetivos gerais	8
3.2 Objetivos específicos	8
4 JUSTIFICATIVA	9
5 REFERENCIAL TEÓRICO.....	10
5.1 Concreto estrutural.....	10
5.1.1 Requisitos de qualidade da estrutura de concreto	10
5.1.1.1 Vida útil de projeto.....	10
5.1.1.2 Agressividade do ambiente	11
5.1.1.3 Características do concreto de cobrimento das armaduras.....	11
5.1.2 Classes do concreto	13
5.1.2.1 Massa específica.....	13
5.1.2.2 Resistência à compressão	14
5.1.2.3 Resistência à tração	14
5.1.2.4 Módulo de elasticidade do concreto e diagramas tensão deformação	15
5.1.3 Aço no concreto estrutural	17
5.1.4 Resistências	18
5.2 Região de introdução de cargas concentradas	19
5.2.1 Métodos para determinação das tensões	21
5.2.1.1 Resolução teórica	21
5.2.1.2 Resolução por elementos finitos	21
5.2.1.3 Resolução pela fotoelasticidade	21
5.2.1.4 Determinação das tensões através da medição das deformações em modelos	21
5.2.1.5 Medições feitas em peças de concreto	22

5.2.1.6 Soluções aproximadas simples.....	22
5.2.2 Considerações quanto à introdução de carga em um sistema bidimensional.....	22
5.2.2.1 Carga concentrada axial	22
5.2.2.2 Tensões nas zonas de bordo	23
5.2.2.3 Carga concentrada excêntrica a direção x	24
5.2.3 Considerações quanto à introdução de carga em um sistema tridimensional	26
5.2.3.1 Carga concentrada axial	26
5.2.3.2 Tensões nas zonas de bordo	27
5.2.3.3 Carga concentrada excêntrica.....	27
5.2.4 Pressão de contato em áreas reduzidas.....	27
5.3 Fendilhamento	29
5.3.1 Armaduras contra o fendilhamento	31
5.4 Concreto cintado	31
5.4.1 Armadura de cintamento	32
5.5 Método de bielas e tirantes	33
5.6 Algumas pesquisas sobre o tema	34
6 MÉTODOS E TÉCNICAS DE PESQUISA	37
6.1 Introdução	37
6.2 Protótipos propostos para a análise experimental.....	37
6.3 Materiais	40
6.3.1 Aço.....	40
6.3.2 Concreto	42
6.4 Execução dos protótipos para ensaio	43
6.4.1 Execução da concretagem dos protótipos	46
6.5 Cálculo segundo Fusco	47
6.6 Cálculo segundo Leonhardt	47
6.7 Modelo proposto para cálculo.....	48

6.8 Ensaio dos protótipos de estacas	48
6.8.1 Verificação da tensão de esmagamento	48
6.8.2 Equipamento.....	49
6.8.3 Procedimento de ensaio.....	49
7 RESULTADOS	53
7.1 Resultados dos ensaios dos protótipos	53
7.2 Cálculos segundo Fusco.....	57
7.2.1 Força transversal de fendilhamento.....	57
7.2.2 Carga vertical resistida	58
7.3 Cálculos segundo Leonhardt.....	59
7.3.1 Força transversal de fendilhamento.....	59
7.3.2 Carga vertical resistente	59
7.4 Modelo proposto	60
8 ANÁLISE DOS RESULTADOS	63
9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	67
9.1 Conclusões	67
9.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
ANEXOS	71

1 INTRODUÇÃO

Segundo Leonhardt (1977), cargas ou forças concentradas que atuam sobre uma área relativamente pequena, geram tensões de tração na peça de concreto transversais a direção de compressão. Essas tensões de tração podem ser superiores a resistência à tração do concreto, originando o aparecimento de fissuras, que evoluem para a ruptura da peça, sendo chamada de ruptura por fendilhamento.

Para Moliterno (1995), a resistência à tração do concreto depende de muitos fatores, tais como, aderência dos agregados com a argamassa de cimento. Por isso muitas vezes com os ensaios obtêm-se resultados muito dispersos para a resistência à tração do concreto, dificultando o dimensionamento.

Quando no dimensionamento são constatados esforços de tração superiores à resistência à tração do concreto, é necessária a adição de armadura para absorver tais esforços e assegurar que a peça de concreto tenha capacidade de carga para a qual foi projetada.

De acordo com Fusco (1995) as tensões transversais de tração geradas a partir da propagação das tensões em caso de aplicação de carga em uma área reduzida, ocorrem ao longo de um certo trecho, denominado comprimento de perturbação de acordo com o princípio de Saint Venant, e é da ordem de grandeza da maior dimensão da seção de aplicação da força.

Munhoz (2004) define que em blocos sobre uma estaca, que funcionam como um bloco de transição entre o pilar e o elemento de fundação, as tensões de compressão do pilar chegam até a cabeça da estaca através da altura do bloco, em trajetórias curvilíneas.

Tendo em vista que ultimamente no sul do Brasil muitos construtores tem dispensado o uso de bloco quando se trata de apenas uma estaca como elemento de fundação, o presente trabalho tem como objetivo estudar esse tipo de situação, analisando se as tensões se distribuem pela estaca quando o pilar descarrega direto nela, da mesma maneira que se distribuem pelo bloco normalmente utilizado.

2 ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA

Realizado na área de estruturas, o presente trabalho tem como intuito estudar o comportamento de uma fundação do tipo estaca, recebendo diretamente a carga de um pilar.

A principal observação a ser feita é a respeito da distribuição das tensões pela estaca enquanto ainda estão se uniformizando, bem como a verificação da necessidade do uso de algum tipo de armadura de fretagem para que a estaca cumpra sua função estrutural.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral, investigar através de uma análise teórico experimental o comportamento de estacas ao receberem a carga diretamente de um pilar sem o uso de blocos.

3.2 Objetivos específicos

- Fazer uma revisão bibliográfica das teorias a respeito do assunto;
- Comparar os modelos já existentes para casos de blocos parcialmente carregados e verificar se são aplicáveis também à situação descrita;
- Comparar os esforços transversais de fendilhamento obtidos através de modelos de cálculo de autores propostos na bibliografia, com uma análise experimental;
- Verificar as máximas cargas de compressão que os modelos deveriam suportar segundo os modelos de cálculo e compará-los com uma análise experimental que dirá a carga de ruptura dos protótipos que serão estudados;
- Verificar o desempenho dos diversos tipos de armadura de fretagem estudados nesta pesquisa.

4 JUSTIFICATIVA

Como hoje em dia é cada vez mais comum descarregar diretamente pilares em elementos de fundação tipo estacas, sem o uso de blocos, é necessário atentar-se para as peculiaridades que esse sistema pode gerar e que muitas vezes não são considerados.

Alguns autores como Langendonck, Leonhardt e Fusco estudaram o comportamento de blocos parcialmente carregados e sugeriram modelos muitos semelhantes de transmissão das tensões do pilar para o bloco, bem como modelo de cálculo para definir a máxima tensão de tração gerada a partir do fluxo de tensões dentro do elemento e também em qual distância da interface dos elementos essa tensão acontece.

As tensões de compressão ao se dissiparem pelo bloco buscando uniformizar-se geram tensões de tração transversais ao eixo de aplicação da carga que podem levar o elemento ao colapso.

Os autores sugerem que sempre que essa tensão de tração for maior que a resistência à tração do concreto, ocorrerá à ruptura do elemento por fendilhamento, que se dará através de uma fissura no mesmo sentido da aplicação da carga de compressão. Para evitar o colapso é necessário a utilização de armadura de fretagem.

Tal trabalho justifica-se pelo fato de não sabermos se com o pilar descarregando diretamente na estaca tais modelos serão ainda válidos, lembrando que foram desenvolvidos para situações em que a carga do pilar se distribuía através do bloco, sendo uniformizada e repassada para o elemento de fundação como compressão.

A análise das tensões, tanto máximas como onde ocorrem, e entender o fluxo que essas tensões percorrem no caso de não ter-se o bloco de fundação como elemento para uniformização das tensões, é o motivo pela elaboração deste trabalho.

Comparando com os estudos já existentes busca-se ter um modelo confiável e seguro para verificação deste tipo de situação, a fim de saber se há a necessidade de adição de armadura de fretagem e posterior dimensionamento da mesma quando for preciso, o que é imprescindível para a segurança da estrutura.

5 REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 Concreto estrutural

O Termo concreto estrutural se refere ao concreto como um material estrutural, podendo ser do tipo simples ou armado. Segundo a NBR 6118:2014, o concreto simples estrutural é caracterizado quando não há a existência de armadura ou a mesma representa uma parcela menor que a mínima considerada para concreto armado, representado no item 17.3.5.3.1 da norma como sendo a seguinte equação:

$$A_{s,mín} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}}\right) \geq 0,004 A_c \quad (1)$$

Sendo:

N_d = Força normal de cálculo

f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva

A_c = Área da seção transversal de concreto

Quando a armadura for maior que a mínima tem-se o que se chama de concreto armado, um outro tipo de concreto estrutural o qual depende da aderência entre o concreto e a armadura passiva introduzida nele ainda em seu estado fresco para seu bom desempenho, as barras não podem ser submetidas a alongamentos antes do concreto estar completamente aderido a armadura.

5.1.1 Requisitos de qualidade da estrutura de concreto

A norma NBR 6118:2014 define três requisitos para classificação de qualidade de uma estrutura de concreto. São eles, capacidade resistente, sendo a segurança da estrutura em relação à ruptura, o desempenho em serviço, sendo a capacidade da estrutura de concreto de manter-se em condições plenas de utilização ao longo de sua vida útil, e por fim durabilidade, definida como a capacidade de resistir às influências da natureza mantendo sua segurança e estabilidade prevista em projeto durante sua vida útil.

5.1.1.2 Vida útil de projeto

Segundo a NBR 6118:2014 entende-se por vida útil de projeto, o período de tempo em que se mantêm as características da estrutura de concreto sem intervenções muito significativas, desde que executados reparos necessários por danos acidentais e obedecido os requisitos de uso e manutenção citados na norma. Na estrutura tem partes que devem receber uma consideração especial, pois são dotadas de uma vida útil diferente, como por exemplo, é o caso de aparelhos de apoio e juntas de movimentação.

5.1.1.3 Agressividade do ambiente

A NBR 6118:2014 define agressividade ambiental como sendo as ações de origem física e química atuantes sobre a estrutura de concreto não levando em considerações ações mecânicas. Na tabela 1 é apresentada a classificação quanto à agressividade do ambiente onde se encontra a obra em projeto. Tal classificação é determinante para estabelecer os parâmetros mínimos quanto ao cobrimento da armadura das estruturas e resistência característica a compressão do concreto.

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental

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

^a Pode-se admitir um 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 ambientes 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

5.1.1.4 Características do concreto de cobrimento das armaduras

O cobrimento mínimo da armadura, conforme definido na tabela 2, deve ser respeitado ao longo de toda a armadura, devendo para isso ser acrescido ao cobrimento mínimo uma tolerância de execução de 10mm para assegurar que não ocorra nenhum trecho com espaçamento inferior ao mínimo.

A durabilidade das estruturas está diretamente ligada com a espessura e qualidade do concreto de cobrimento das armaduras. Sabendo que a relação água/cimento de um concreto altera diretamente sua resistência à compressão e conseqüentemente sua durabilidade, a NBR 6118:2014 define parâmetros, contidos na tabela 2, de relação água/cimento e também de resistência à compressão do concreto em função da classe de agressividade ambiental na qual o projeto se enquadra.

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ 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 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118:2014

Analisando a tabela 2 e 3 da norma 6118:2014, pode-se concluir que em meio urbano, a resistência mínima do concreto solicitada por norma é 25MPa e com uma relação água/cimento menor que 0,60 para concreto armado, podendo ser necessário resistências maiores em casos específicos. Conforme descrito na tabela, o concreto utilizado na execução da estrutura deve estar de acordo com a NBR 12655:2015 – Concreto: Preparo, controle e recebimento.

Na tabela 3 é definida a espessura do cobrimento das armaduras, em função da classe de agressividade ambiental definida na tabela 2, do tipo de estrutura sendo concreto armado ou concreto protendido e também do tipo de elemento que será utilizado na estrutura.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 1)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	30	35
	Viga/pilar	25	30	40	50
	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 ou 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, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15\text{mm}$.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade 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

5.1.2 Classes do concreto

A NBR 6118:2014 se aplica para concretos até a classe C90, e indica que a NBR 8953:2015 determina que o concreto da classe C15 é permitido apenas para obras provisórias. A NBR 8953:2015 classifica o concreto para fins estruturais por grupos de resistência, massa específica e consistência. As classes de resistência do concreto estrutural são definidas pelo grupo I, com a resistência indo de 20MPa até 50MPa, e pelo grupo II com os concretos de classe C55 até C100.

5.1.2.1 Massa específica

A norma NBR 6118:2014 abrange concretos que após secos apresentam massa específica entre 2000kg/m³ e 2800kg/m³. Para efeito de cálculo, desconhecendo a real massa específica do concreto, pode-se adotar para o concreto simples 2400kg/m³ e para o concreto armado 2500kg/m³. Conhecendo a massa específica do concreto simples a ser utilizado, para

considerá-lo como concreto armado pode-se acrescentar de 100kg/m^3 a 150kg/m^3 devido a existência da armadura.

5.1.2.2 Resistência à compressão

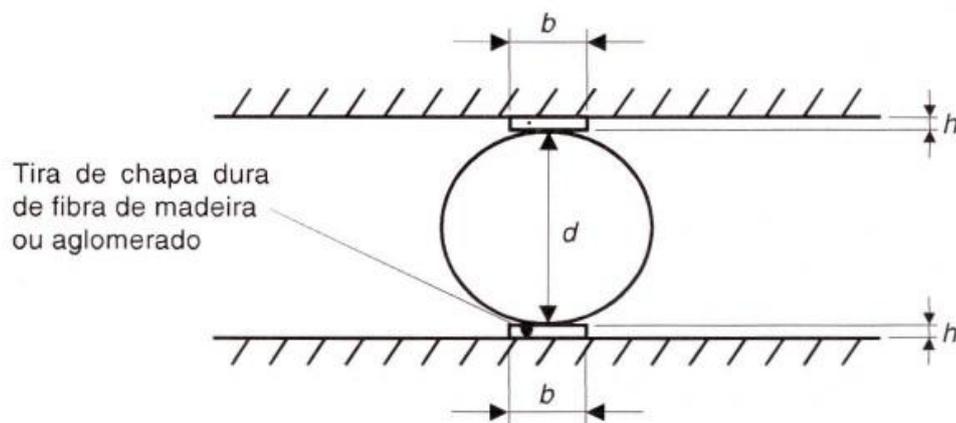
A resistência à compressão é obtida com o ensaio de corpos de provas que são moldados conforme a NBR 5738:2015 – Modelagem e cura de corpos de prova cilíndricos e ensaiados conforme NBR 5739:2007 – Ensaio de compressão de corpos de provas cilíndricos.

Quando não for indicada a idade com que o concreto foi ensaiado, ele terá idade considerada de 28 dias. O ensaio se dará pela ruptura dos corpos de prova cilíndricos moldados conforme estabelecido pela norma, a prensa indicará a força necessária para o rompimento, e com a área da seção descobre-se a tensão de ruptura. O corpo de prova deve manter-se permanentemente em cura úmida ou submerso em água desde o dia da modelagem até o dia do ensaio.

5.1.2.3 Resistência à tração

Segundo Moliterno (1995) a resistência à tração depende de uma série de fatores, entre eles a aderência dos agregados com a argamassa, por isso tem-se valores muito dispersos para diferentes ensaios. Conforme Fusco (1995) a resistência à tração é usualmente determinada de acordo com o ensaio idealizado pelo engenheiro Lobo Carneiro, ensaio de compressão diametral. Utiliza-se o mesmo corpo de prova moldado para o ensaio de resistência à compressão, porém disposto transversalmente.

Figura 1 - Ensaio de compressão diametral, disposição do corpo de prova



Fonte: NBR 7222:2011

Fusco (1995) ainda determina que quando se aplica a compressão transversal, no plano diametral surgem tensões normais de tração quase uniformemente distribuídas de intensidade média. Segundo NBR 7222:2011 a resistência à tração por compressão diametral é calculada pela seguinte expressão:

$$F_{ct,sp} = \frac{2.F}{\pi.d.L} \quad (2)$$

Sendo:

F = carga máxima obtida no ensaio, expresso em newtons (N)

d = diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros (mm)

L = comprimento do corpo de prova, expresso em milímetros (mm)

Segundo Fusco (1995) o ensaio de compressão diametral fornece resultados sistematicamente maiores que os de um ensaio de tração pura. Por esse motivo a resistência à tração é obtida de acordo com a NBR 6118:2014 como sendo a resistência à tração direta. A resistência calculada com a expressão da NBR 7222:2011 é denominada de resistência a tração indireta $f_{ct,sp}$, e a resistência a tração direta, pode ser considerada como sendo $0,9 f_{ct,sp}$.

Segundo a NBR 6118:2014, na ausência de ensaios para a obtenção do $f_{ct,sp}$, calcula-se o valor característico por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m}$$

Com $f_{ct,m}$ para concretos até C50, sendo descoberto através da resistência à compressão característica do concreto.

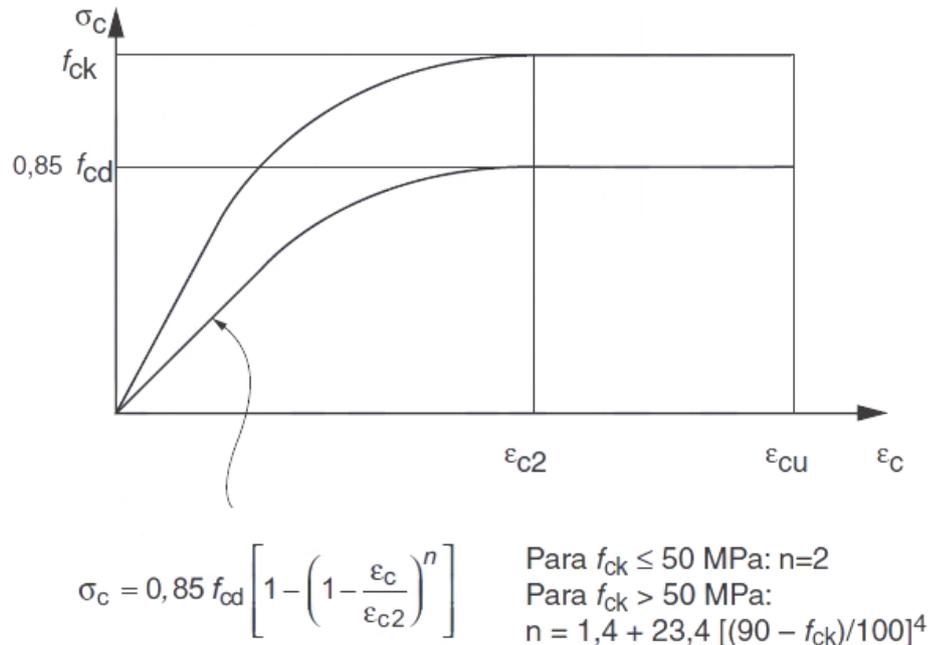
$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

5.1.2.4 Módulo de elasticidade do concreto e diagramas tensão deformação

O módulo de elasticidade do concreto deve ser obtido com ensaios, de acordo com a NBR 8522:2008. Essa norma define os parâmetros de carga e intervalos de tempo de aplicação da carga e de monitoramento das deformações do corpo de prova que está sendo ensaiado. Quando não forem executados ensaios, a NBR 6118:2014 define uma equação para obtenção do módulo de elasticidade, que pode variar de acordo com a classe do concreto.

Para tensões de deformação menores que $0,5 f_c$ pode-se admitir um comportamento linear entre tensões e deformações, de acordo com o gráfico exposto na NBR 6118:2014.

Figura 2 - Diagrama tensão deformação de compressão



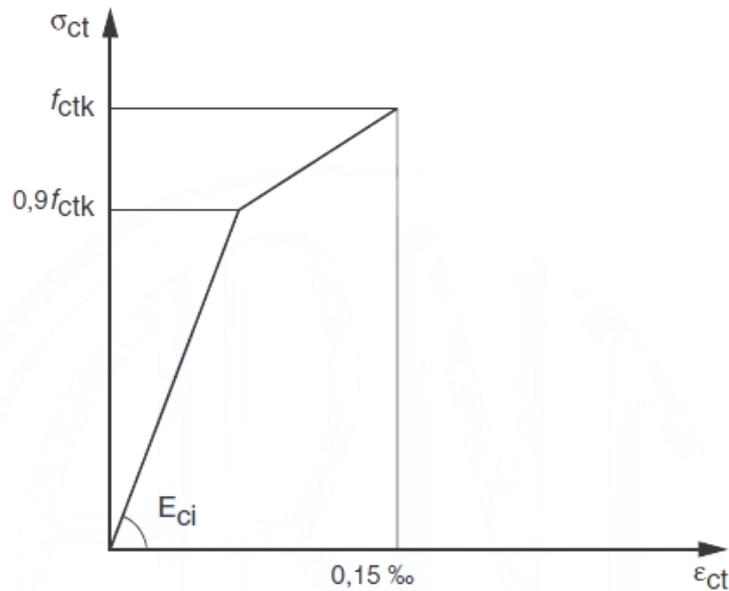
Fonte: NBR 6118:2014

Observando-se o diagrama tensão deformação de compressão, consegue-se analisar que até uma tensão de $0,85 f_{cd}$ o concreto trabalha dentro de um comportamento elástico, sendo f_{cd} a resistência de cálculo a compressão e sendo obtida pela divisão do f_{ck} por um fator de minoração que será explicado no item 3.1.3.

O comportamento do concreto em relação as tensões e deformações pode ser observado também para o esforço de tração. Para esforços de até $0,5 f_c$ o concreto ainda apresenta apenas pequenas fissuras na zona de transição entre a pasta de argamassa e o agregado, e nesse estado, para o concreto não fissurado, a NBR 6118:2014 define o diagrama de tensão deformação para tração, representado na figura 3.

Observa-se que o aço trabalha em comportamento elástico até uma tensão equivalente a $0,9 f_{ctk}$, ou seja, até 90% de sua resistência a tração característica. Depois disso seu comportamento não pode mais ser considerado elástico, não voltando ao seu estado natural em que se encontrava antes de sofrer as solicitações do ensaio.

Figura 3 - Diagrama tensão deformação de tração



Fonte: NBR 6118:2014

5.1.3 Aço no concreto estrutural

O aço abordado aqui é definido como aço de armadura passiva, definido anteriormente no tópico 3.1. É a armadura que temos no concreto armado, no caso de concreto protendido teríamos a armadura definida como armadura ativa.

O aço é separado em três categorias devido ao valor característico de sua resistência de escoamento, CA-25, CA-50 e CA-60. Pode também ser classificado em relação a sua superfície de contato, podendo ser liso, entalhado ou provido de saliências ou mossas segundo a NBR 6118:2014.

A capacidade aderente entre o aço e o concreto está definida pelo coeficiente η_1 e definida a seguir segundo a norma.

Tabela 4 - Valor do coeficiente de aderência

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: NBR 6118:2014

Para massa específica deste tipo de aço pode ser considerada de 7850 kg/m^3 definida pela NBR 6118:2014, e para módulo de elasticidade, na falta de ensaios específicos para determinação de tal parâmetro, considera-se como sendo de 210 GPa.

5.1.4 Resistências

A resistência de cálculo a qual a norma e o presente trabalho se referem, é a divisão da resistência característica por um fator de minoração específico diferente para concreto e aço.

A resistência característica de interesse na maioria dos casos é a resistência característica inferior que é menor que a resistência média. Os valores característicos das resistências, são considerados como sendo os valores de resistência com apenas de 5% de probabilidade de não serem atingidos em um lote de material, seja aço ou concreto.

O coeficiente γ_m é obtido através da multiplicação de três coeficientes que levam em consideração possibilidades que podem diminuir a resistência do concreto desde a origem dos agregados até a forma de concretagem. $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$.

γ_{m1} = Considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos.

γ_{m2} = Considera a diferença da resistência do material do corpo de prova e o da estrutura onde foi utilizado.

γ_{m3} = Considera os desvios e aproximações feitos em projeto em relação às resistências.

Esse coeficiente de minoração, quando aplicado ao concreto leva o nome de γ_c e quando em relação ao aço leva o nome de γ_s . A norma NBR 6118:2014 fornece uma tabela para utilização com estes dois coeficientes.

Tabela 5 - Coeficiente de minoração

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,5
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118:2014

Para verificação da segurança, devem ser consideradas as condições construtivas e as condições analíticas de segurança. As condições construtivas dizem respeito ao detalhamento das peças, ao controle de materiais especificado na NBR 12655:2015 e ao controle de execução da obra de acordo com a NBR 14931:2004.

As condições analíticas de segurança segundo a NBR 6118:2014, estabelecem que as resistências não possam ser menores que as solicitações, e que ambas devem assumir seus valores de cálculo para análise dos estados limites últimos.

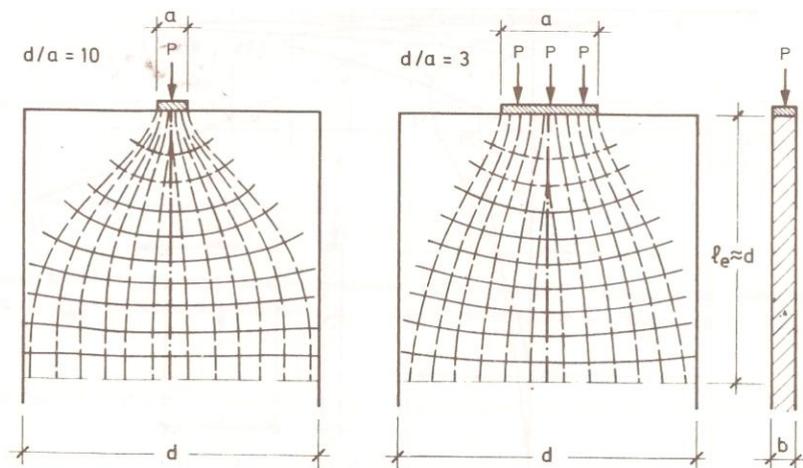
5.2 Região de introdução de cargas concentradas

Segundo a NBR 6118:2014 regiões de introdução de cargas concentradas tratam-se de uma região especial. Define-se como uma região dos elementos estruturais onde não se aplica a hipótese das seções planas, ou seja, quando se apresenta uma distribuição não linear de deformações específicas na estrutura. Caracterizam-se por mudanças bruscas de geometria ou dos carregamentos aplicados.

A introdução de cargas pode ser analisada em um sistema bidimensional, ou em um sistema tridimensional, dependendo das dimensões de aplicação da carga em relação à peça de concreto.

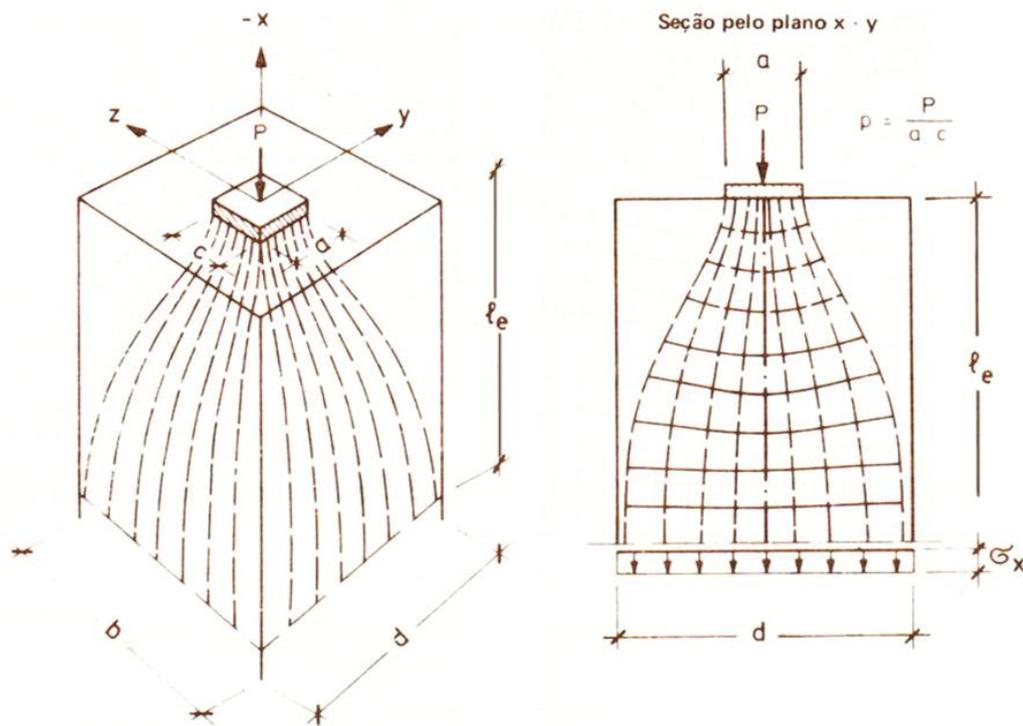
Segundo Leonhardt (1977), quando a peça de concreto for delgada, com uma das dimensões da peça muito menor que a outra, ou quando o carregamento se estender por toda ou quase toda a extensão dessa menor dimensão da peça, pode-se dizer que ocorre uma introdução de cargas em um sistema bidimensional, representado na figura 4.

Figura 4 - Introdução de cargas ou forças concentradas em um plano bidimensional



O caso de introdução de cargas em um sistema tridimensional é observado quando a peça de concreto é muito maior nas direções x e y do que a área carregada, nesse sistema as tensões se propagam em todas as direções transversais ao eixo x , de acordo com Leonhardt (1977), de acordo com a figura 5.

Figura 5 - Distribuição de tensões em um sistema de introdução de cargas ou forças concentradas em um plano tridimensional



Fonte: Leonhardt (1977), vol.2, pág. 59

Com a aplicação da carga em área reduzida, tem-se uma distribuição de tensões principais com componentes de compressão e tração transversais da direção da força ou da carga. Além dos esforços de fendilhamento que serão gerados pelas tensões transversais de tração oriundas da propagação das tensões, podemos ter também nos cantos mortos da peça tensões de tração de bordo que também são capazes de provocar o rompimento do concreto.

Conforme o tamanho e a posição da área carregada, principalmente se o carregamento for excêntrico na direção x , essas tensões de bordo atingem valores significativos que devem ser observados. Talvez seja necessária a colocação de armadura para a absorção destes esforços também.

5.2.1 Métodos para determinação das tensões

Tratando-se de um sistema onde as tensões se propagam em busca de um comportamento retilíneo, desde a região carregada por todo um comprimento denominado comprimento de perturbação, que é de grandeza aproximada da maior dimensão da peça necessita-se quantificar e entender o comportamento dessa propagação, ver onde estão as tensões máximas e como ocorrem. Para isso tem-se como referência alguns métodos citados por Leonhardt (1977) que são descritos aqui.

5.2.1.1 Resolução teórica

Segundo Leonhardt (1977), foi com base na teoria da elasticidade que K. T. Sundara Raja Jyengar encontrou a solução exata para o problema das peças tridimensionais, através de uma solução com vetores de Galerkin, cujos componentes foram desenvolvidos em séries duplas de Fourier. Y. Guyon já havia solucionado o problema para o sistema bidimensional, mas para o tridimensional havia chegado a soluções não satisfatórias.

5.2.1.2 Resolução por elementos finitos

Com as múltiplas possibilidades dos elementos finitos, e com a escolha adequada das características e dimensões dos mesmos, foi possível determinar com exatidão o comportamento da introdução de cargas em um sistema tridimensional no Estádio I de solicitações do concreto. Segundo Leonhardt (1977) até hoje o método é utilizado, e foi desenvolvido por A. L. Yettram e K. Robbins

5.2.1.3 Resolução pela fotoelasticidade

Muito adequada para os problemas bidimensionais. A. L. Yettram e Robbins também participaram deste método, pesquisando a influência do coeficiente de Poisson. Os trabalhos feitos por M. Sargious e por R. Hiltcher e G. Florin obtiveram resultados valiosos para as aplicações práticas. De acordo com Leonhardt (1977), foi M. Tesar o primeiro a obter resultados satisfatórios com este método.

5.2.1.4 Determinação das tensões através da medição das deformações em modelos

Com base no que diz Leonhardt (1977), na introdução de cargas em um sistema bidimensional esses processos conduzem a resultados mais rápidos do que através da fotoelasticidade, porém não existem aplicações práticas que possam ser utilizadas para o problema.

5.2.1.5 Medições feitas em peças de concreto

Segundo Leonhardt (1977) este método foi desenvolvido em Stuttgart para o caso de articulações de concreto, mas no caso de peças espessas não bastam medições na superfície de concreto para entender como se comportam as tensões.

5.2.1.6 Soluções aproximadas simples

Estimando as forças devido as mudanças de direções necessárias à propagação das tensões consegue-se soluções aproximadas para o esforço de fendilhamento conforme estudo de E. Mörsch de acordo com o que diz Leonhardt (1977).

5.2.2 Considerações quanto à introdução de carga em um sistema bidimensional

5.2.2.1 Carga concentrada axial

Na figura 4, tem-se um exemplo de como as tensões se propagam de maneira diferente quando muda a relação da área que o carregamento ocupa em relação à peça. Na mesma figura pode-se verificar que no início da trajetória das tensões as linhas longitudinais são côncavas e após um pequeno trecho essas linhas se tornam convexas.

Segundo Leonhardt (1977), as linhas côncavas representam uma compressão transversal que aumenta a pressão que pode ser resistida pelo concreto além do seu valor de resistência à compressão. E quando as linhas se tornam convexas dão origem a uma tração transversal, que é a que chamamos de fendilhamento.

O ponto no eixo x onde as tensões transversais, sejam de compressão ou tração, são nulas ou máximas, e os valores dessas tensões, variam de acordo com a relação a/d, ou seja, com a relação entre a dimensão da carga e a dimensão da peça na mesma orientação.

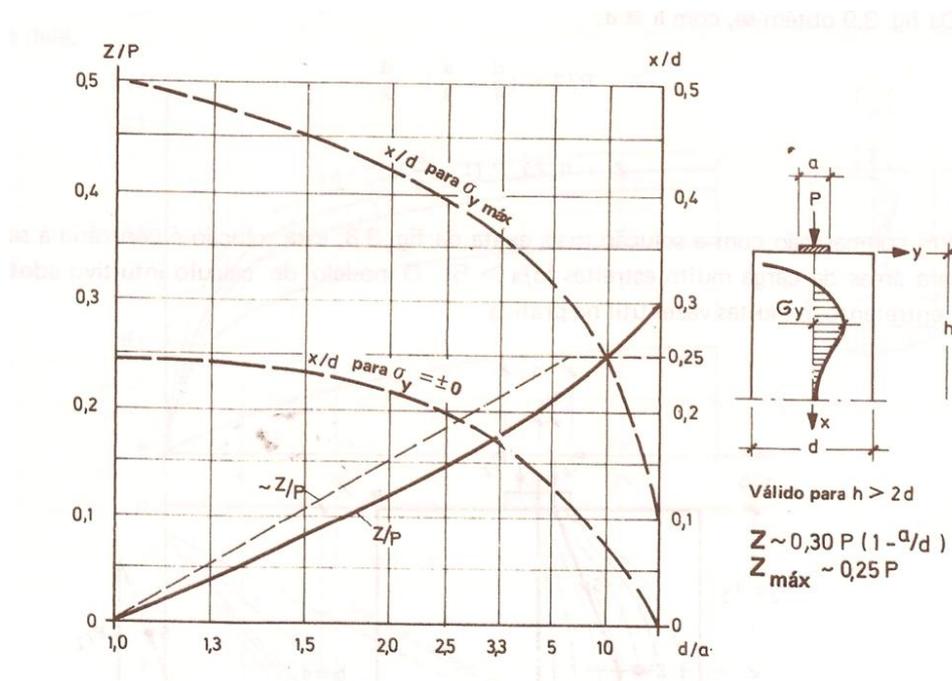
Segundo Leonhardt, sendo $p = \frac{P}{a.b}$, expressando-se as tensões de fendilhamento em função da pressão devida a carga, tem-se o valor máximo de aproximadamente $0,12p$, para a relação $d/a = 2$, a uma distância em x de aproximadamente a mesma dimensão de a. Sendo x o eixo longitudinal da peça.

Para $d/a = 5$ tem-se que a tensão transversal em função da pressão é $0,07p$ e ocorre a uma distância x de aproximadamente $3a$ abaixo da carga.

De acordo com os estudos de R. Hiltcher e G. Florin, conforme citado por Leonhardt (1977), para peças de comprimento ilimitado, em que a altura seja maior que duas vezes a

maior dimensão da peça, com a dimensão do carregamento tendendo a 0 e a relação da dimensão da peça pela dimensão do carregamento, d/a , tendendo ao infinito, tem-se que o esforço de fendilhamento máximo possível é $0,3P$, esse comportamento é exposto na figura 6.

Figura 6 - Valores do esforço de fendilhamento resultante em referência a carga P



Fonte: Leonhardt (1977), vol.2, pág. 65

Sendo a linha que representa Z/P quase reta, pode-se adotar:

$$Z \approx 0,3P \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (3)$$

E como $d/a > 10$ é raro, como critério prático pode ser adotado:

$$Z \approx 0,25P \quad (4)$$

O que E. Mörsch sugeriu pela primeira vez através de seus estudos nos leva a uma solução muito semelhante à utilizada por R. Hiltcher e G. Florin. Segundo ele:

$$Z = 0,25P \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (5)$$

5.2.2.2 Tensões nas zonas de bordo

Nos bordos ocorrem tensões de tração na direção da face da peça, e no interior surgem trações ao longo das diagonais a 45° , sendo uma resultante das trações no eixo x e no eixo y nas faces. Nos bordos as tensões atingem valores que vão de $0,6$ a $0,8\sigma_0$ sendo maiores que as

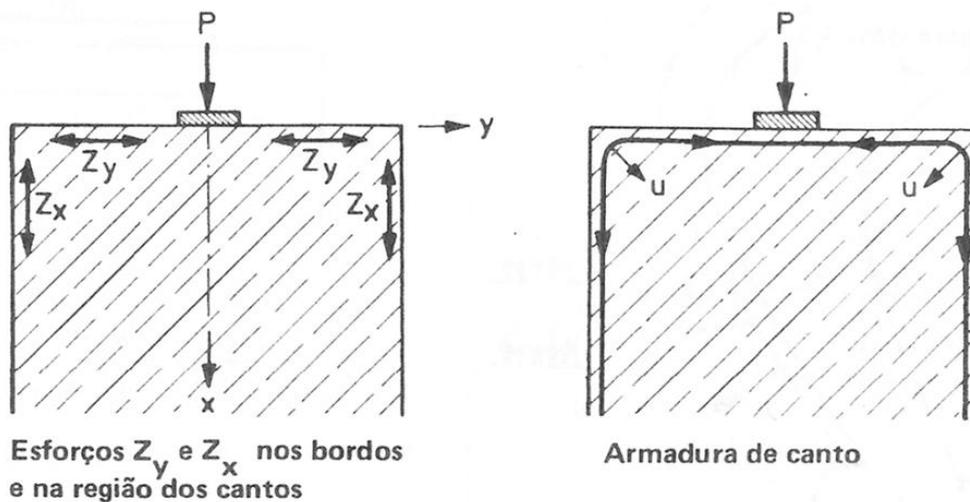
tensões de fendilhamento, porém segundo Leonhardt (1977) como o diagrama de tensões é menor e de pouca altura, da origem a forças de tração menores.

Na figura 7, M. Sargious calculou os valores dos diagramas para diversos casos e concluiu que as armaduras de bordo tem de ser dimensionadas nas direções x e y para:

$$Z_x = 0,015P \quad (6)$$

$$Z_y = 0,010P \quad (7)$$

Figura 7 - Esforços de tração nos bordos, representação de Z_x e Z_y



Fonte: Leonhardt (1977), vol.2, pág. 70

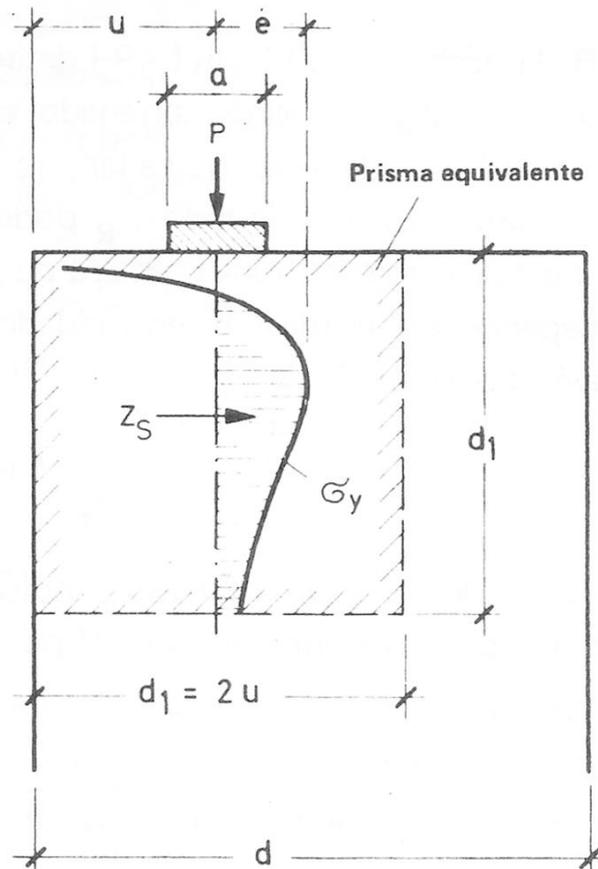
De acordo com Leonhardt (1977) para os esforços de tração que seguem a 45° não é necessária à adição de armaduras, os mesmos são absorvidos pelas armaduras de bordo. Porém para esforços elevados, e peças de grandes dimensões deve-se prever uma armadura a 45° para absorção de tais esforços.

5.2.2.3 Carga concentrada excêntrica a direção x

Segundo Leonhardt (1977) no caso de carga concentrada excêntrica na direção x, as tensões de fendilhamento desenvolvem-se aproximadamente como um prisma de altura e largura d_1 carregado axialmente. Para determinação do esforço de fendilhamento considera-se a relação da largura da carga a , não em relação a d mas em relação a d_1 que é igual a duas vezes a menor dimensão do bordo.

O aumento da excentricidade está diretamente ligado com a diminuição do esforço de fendilhamento e também com o aumento das tensões de tração nos bordos e da resultante de tração nos bordos.

Figura 8 - Representação do esforço de fendilhamento em um prisma de largura d_1



Fonte: Leonhardt (1977), vol.2, pág. 71

Leonhardt (1977) diz que segundo R. Hiltcher e G. Florin, a largura da carga influencia bastante no valor das tensões de tração nos bordos, mas pouco na resultante das trações. Para o esforço de tração no bordo com carga excêntrica em x , representado na figura 8, a magnitude da força é determinada pela expressão (8).

$$ZR \approx \frac{0,015 P}{1 - \sqrt{2 - e/d}} \quad (8)$$

Para o esforço de fendilhamento Z_s em casos de $d/a = 10$ e $d/a = 30$, utiliza-se o método do prisma aproximado da Figura 8.

5.2.3 Considerações quanto à introdução de carga em um sistema tridimensional

5.2.3.1 Carga concentrada axial

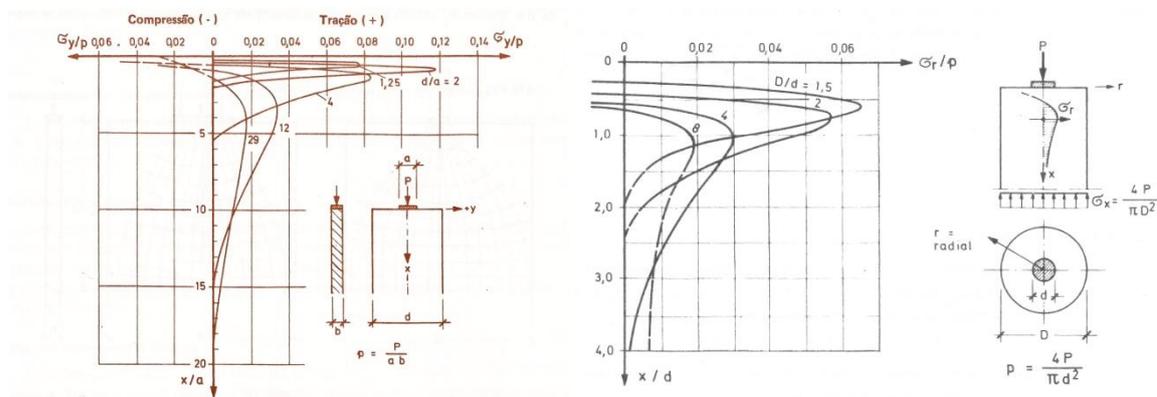
Segundo Leonhardt (1977) utiliza-se para o sistema tridimensional resultados obtidos pelos estudos de A. L. Yettram e K. Robbins através do método dos elementos finitos para determinação dos esforços de fendilhamento. Os resultados obtidos pelo método da Resolução Teórica por K. T. Sundara Raja Jyengar coincidem em grande parte com os de A. L. Yettram e K. Robbins.

De acordo com Leonhardt (1977) no caso de um prisma quadrado com uma carga concentrada de grande magnitude, as tensões de fendilhamento na região do eixo são maiores que na face da peça, e no interior novamente menores. Para áreas carregadas maiores o que acontece é o contrário, as tensões são maiores no exterior e menores no interior da peça.

No sistema tridimensional, as tensões de fendilhamento ocorrem um pouco mais perto da face de carregamento do que no sistema bidimensional. O comprimento de perturbação segue sendo aproximadamente igual a maior dimensão da peça.

R. Hilscher e G. Florin calcularam as tensões de fendilhamento para uma peça cilíndrica, com uma área carregada também cilíndrica, conforme figura 9. Comparando com os casos retangulares e quadrados as tensões máximas de tração encontram-se mais próximas da área carregada e seus valores são menores.

Figura 9 - Comparação entre as tensões de fendilhamento no eixo de uma peça cilíndrica e do modelo bidimensional de chapas



Fonte: Leonhardt (1977), vol.2, pág. 64 e pág. 91

Para os esforços de fendilhamento, é conveniente a adoção de uma armadura em hélice, e para o dimensionamento desta pode-se recorrer as equações dadas para pilares cintados, segundo Leonhardt (1977). Para pilares cintados tinha-se deduzido a seguinte equação:

$$\Delta Nu = -\frac{1}{\mu} \cdot \frac{\pi d_w}{2} \cdot \frac{f_{ew}}{w} \cdot \beta S_w \quad (9)$$

Utilizando o coeficiente de Poisson $\mu = 0,2$, obtemos a expressão para o dimensionamento da armadura contra o fendilhamento.

$$F_{ew} N_{ec} = \frac{1}{8} \frac{P}{d_w \cdot \sigma_{e adm}} \cdot w \quad (10)$$

Sendo:

F_{ew} = seção transversal da barra da hélice

d_w = diâmetro da hélice

w = passo da hélice

$\sigma_{e adm} = 1800 \text{ Kp/cm}^2$ para o aço BSt 42/50 e 1200 Kp/cm^2 para o aço BSt 22/34

5.2.3.2 Tensões nas zonas de bordo

Os esforços de tração nas zonas de bordo são obtidos com a soma das tensões de tração nos bordos segundo Leonhardt (1977), e em relação ao tipo e valor são semelhantes ao que foi descrito nos esforços de bordo do sistema bidimensional, no item 5.2.2.2.

Os esforços de tração nas zonas de bordo são eximidos com a utilização de uma armadura em hélice, pois quando essa impede o concreto de se deformar transversalmente produz tensões de compressão radiais.

5.2.3.3 Carga concentrada excêntrica

Segundo Leonhardt (1977) segue de maneira muito semelhante o que foi descrito no sistema bidimensional.

5.2.4 Pressão de contato em áreas reduzidas

Quando ocorrer a situação de aplicação de carga em área reduzida, é necessário a colocação de armadura para resistir aos esforços de tração gerados pela aplicação da carga, sempre que a possível fissuração possa comprometer estruturalmente o elemento.

Quando da aplicação de carga em área reduzida, pode-se considerar um aumento na resistência à compressão do concreto, não podendo essa ultrapassar a resistência ao esmagamento do concreto, definido pela NBR 6118:2014 como a expressão:

$$F_{Rd} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,3 f_{cd} A_{c0} \quad (11)$$

onde:

A_{c0} = Área reduzida carregada uniformemente

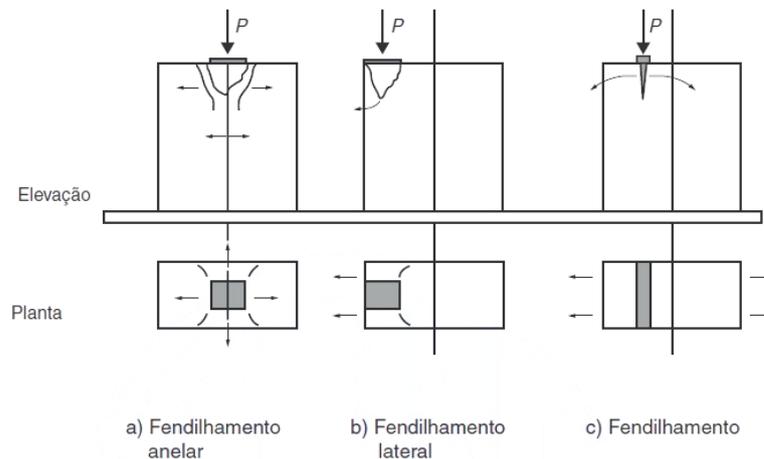
A_{c1} = é a área máxima de mesma forma e mesmo centro de gravidade que A_{c0} , inscrita na área A_{c2}

A_{c2} = Área total, situada no mesmo plano de A_{c0} .

No caso de A_{c0} ser retangular, a relação entre os lados não pode ser maior que 2.

A figura 10 ilustra situações diferentes de aplicação de carga em área reduzida e como possivelmente se darão as fissuras que irão comprometer estruturalmente o elemento.

Figura 10 - Esquema de fissuras devido a carga concentrada em área reduzida



Fonte: NBR 6118:2014

Se compararmos a NBR 6118:2014 com a norma europeia DIN-1045:1978, temos uma sugestão diferente para o mesmo cálculo do esmagamento do concreto. A DIN-1045:1978 define a resistência ao esmagamento como sendo:

$$\sigma_d = \frac{f_{ck}}{2,1} \sqrt{\frac{A_c}{A_0}} \leq 1,4 f_{ck} \quad (12)$$

5.3 Fendilhamento

Quando se aplica uma carga de compressão, em áreas reduzidas, os esforços se distribuem de forma não uniforme, se propagam em todas as direções buscando uma distribuição retilínea das tensões de compressão. É gerado um estado triplo de tensões, originando além da tensão de compressão, tensões transversais de tração que tendem a abrir a seção longitudinalmente. Essas tensões de tração oriundas da propagação da carga são denominadas de tensões de fendilhamento ou esforços de fendilhamento.

Considera-se a introdução de cargas como tridimensional quando a peça de concreto é maior em todas as direções em relação à área carregada, com isso as tensões se propagam em todas as direções transversais ao eixo longitudinal da carga, Leonhardt (1977).

Segundo Leonhardt (1977), quanto maior for a relação entre a área do bloco e a área carregada, maior será a propagação necessária para a tensão de compressão se tornar retilínea, conseqüentemente maiores serão os esforços de fendilhamento.

Se o concreto utilizado na seção onde a carga de compressão está descarregando não tiver resistência à tração suficiente para dissipar os esforços do fendilhamento, o aparecimento de trincas irá avisar que a estrutura não está trabalhando como deveria, e posteriormente teremos o colapso prematuro da estrutura devido à insuficiência do concreto em resistir aos esforços de tração aos quais está sendo exposto.

O trecho onde a distribuição das tensões não é uniforme e é denominado por Fusco (1995), de acordo com o princípio de Saint Venant, como comprimento de perturbação, da ordem de grandeza da maior dimensão da peça. Segundo Montoya (2001), baseado no Eurocódigo nº 2 (1992), o comprimento de perturbação é da ordem de grandeza da menor dimensão do bloco.

Após esse trecho, a distribuição das tensões é uniforme, então é no comprimento de perturbação o local onde devemos nos preocupar com os esforços transversais de tração e verificar se o concreto resistirá ou se será necessário outro tipo de intervenção para manter a integridade da peça.

O método dos elementos finitos, devido as suas múltiplas possibilidades com elementos tridimensionais possibilitou a determinação com exatidão do desenvolvimento tridimensional das tensões no Estádio I de solicitações do concreto. Muitos programas utilizam hoje esse método como principal método de cálculo.

Segundo Leonhardt (1977), utilizam-se os resultados obtidos por A. L. Yettram e K. Robbins através da utilização dos elementos finitos para determinação das tensões de fendilhamento. Com isso, temos:

$$Z_x = Z_y = 0,25P \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (13)$$

Com Z_x e Z_y sendo os esforços de fendilhamento nas respectivas direções. E a e d são as dimensões da seção carregada e do bloco, respectivamente, em um mesmo sentido.

Segundo a norma DIN-1045:1978 citada por Moliterno (1995) com a tensão de tração sendo menor que a resistência de cálculo a tração do concreto, não se faz necessário o uso de armadura contra o fendilhamento, e a tensão de tração só é descoberta depois do esforço de tração por fendilhamento ser obtido.

O máximo esforço de tração gerado pela aplicação da carga de compressão em uma área reduzida pode ser calculado segundo Moliterno (1995) pela equação:

$$T = \frac{P}{4h} (b-b_0) \quad (14)$$

Sendo:

P = carga de compressão

h = altura do comprimento de perturbação

b = dimensão da seção do bloco

b_0 = dimensão da seção de aplicação da carga

Com o máximo esforço de tração obtido com o uso da equação aconselhada conseguimos chegar à tensão de Tração:

$$\sigma_t = \frac{1,4T}{h.d} \quad (15)$$

Com h sendo o comprimento de perturbação e tendo a mesma grandeza de d .

Sendo a resistência à tração do concreto baseada no f_{ck} do mesmo, obtemos segundo Moliterno (1995) a relação:

$$f_{td} = \frac{f_{ck}}{30} \quad (16)$$

5.3.1 Armaduras contra o fendilhamento

Nas peças onde ocorram tensões transversais de tração devido à aplicação de carga em área reduzida, e essas tensões sejam de magnitude maior que o concreto resista, tem-se a necessidade da utilização de armaduras transversais que suportem as tensões e impeçam o fendilhamento longitudinal do bloco.

De acordo com Fusco (1995) a Força transversal de Fendilhamento R_{td} , vale:

$$R_{td} = 0,3 \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) F_{cod} \quad (17)$$

E as armaduras de área A_{st} e resistência f_{yd} serão dadas por:

$$A_{st} = 0,3 \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) \frac{F_{cod}}{f_{yd}} \quad (18)$$

Assim, quando tratar-se de dois retângulos concêntricos serão colocadas armaduras transversais em cada uma das direções paralelas, a e b, capazes de resistir aos esforços dados por:

$$\frac{F_{cod}}{3,3} \left(\frac{a-a_0}{a} \right) \text{ e } \frac{F_{cod}}{3,3} \left(\frac{b-b_0}{b} \right) \quad (19)$$

É importante ressaltar que essa armadura transversal não produz um efeito de cintamento no concreto, tendo como única função resistir aos esforços de tração de fendilhamento, sendo assim as armaduras podem diferir em relação à direção em que estiverem. Em casos de blocos muito grandes podem ser distribuídas em 5 camadas.

Em contra partida armaduras helicoidais e circulares, que são armaduras que proporcionam um efeito de cintamento no concreto, também podem ser utilizadas com a exclusiva função de resistir aos esforços de fendilhamento.

5.4 Concreto cintado

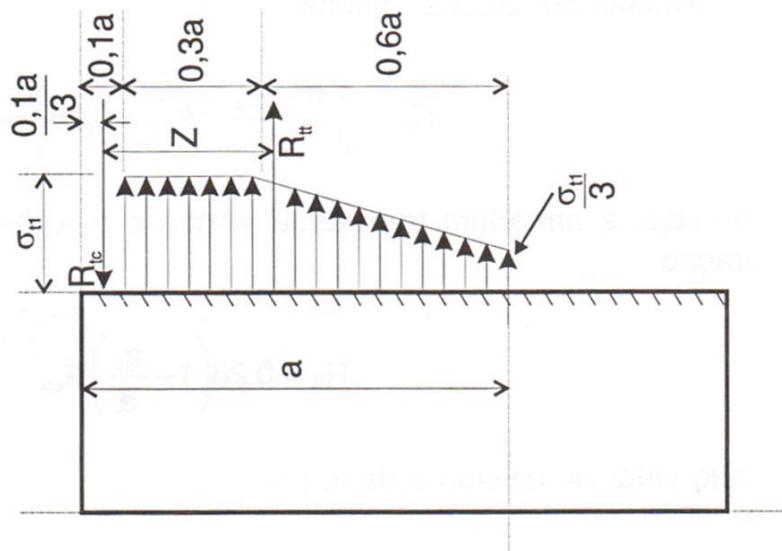
No item 5.2.4 foi citado às fórmulas para obtenção do valor da pressão de contato nas áreas reduzidas segundo a NBR 6118:2014 e segundo a DIN-1045:1978, a mesma pode ser utilizada como referência para analisar se o concreto irá suportar a carga de compressão a que será solicitado em certa situação de carregamento em área reduzida ou não.

Caso seja feita a verificação e concluído que o concreto não terá resistência suficiente para suportar os esforços, pode-se utilizar de um recurso denominado de concreto cintado.

Para isso, adicionam-se armaduras, com o intuito de confinar o concreto por toda extensão do comprimento de perturbação e aumentar a sua resistência à compressão.

Quando ocorre a situação em estudo, de uma carga atuar em uma área reduzida, segundo Fusco (1995) as bielas inclinadas introduzem tensões transversais de compressão, o que aumenta a capacidade resistente da área reduzida, porém a medida que se afasta da face do carregamento a compressão transversal diminui se transformando em uma tração que tende a proporcionar o fendilhamento longitudinal do bloco. Admite-se que esse aumento da resistência seja oriundo de um esforço de cintamento, provocado por essas tensões transversais de compressão.

Figura 11 - Comportamento dos esforços no comprimento de perturbação



Fonte: Fusco (1995), pág. 117

Na figura 11 pode-se observar, conforme Montoya (2001) também observou, que os esforços transversais de tração tem início na distância de 10% do comprimento de perturbação. Antes disso os esforços transversais são de compressão e funcionam como uma espécie de cintamento, aumentando a pressão resistente do bloco.

5.4.1 Armadura de cintamento

Essas armaduras tem a função de aumentar a capacidade resistente de carga de um bloco ou articulação ou qualquer peça onde for utilizada. Segundo Fusco (1995) de acordo com a NBR 6118:2014 esse aumento de resistência só pode ser considerado em articulações e blocos de apoio.

Essas armaduras podem ser do tipo helicoidais, circulares ou do tipo de malha. Ambas dividem-se também pelo comprimento de perturbação, as armaduras de malha quadrada são dispostas em camadas, fazendo com que o concreto fique confinado.

5.5 Método de bielas e tirantes

Trata-se de um dos métodos que pode ser utilizado para definição dos esforços dentro da peça segundo Fusco (1995). O método considera no interior da peça barras comprimidas, que seriam as bielas de concreto, e tirantes tracionados que seriam armaduras de aço.

Na figura 7, observa-se que para os resultados de tensões de tração obteve-se um resultado equivalente aos obtidos por outros autores em outros métodos como elementos finitos por exemplo. Moliterno (1995) define o esforço de tração por fendilhamento em um tubulão que recebe uma carga em área reduzida como sendo:

$$F_x = F_y = 0,25P \left(1 - \frac{d_0}{d} \right) \quad (20)$$

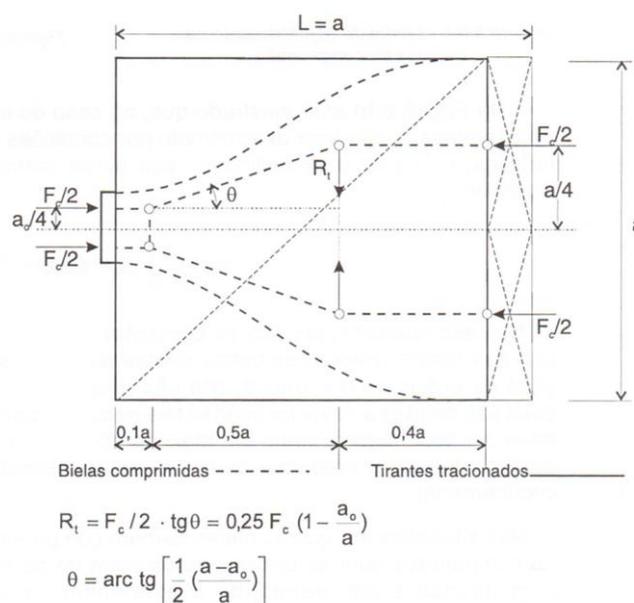
P = carga axial

d_0 = dimensão da área reduzida

d = dimensão da peça de concreto

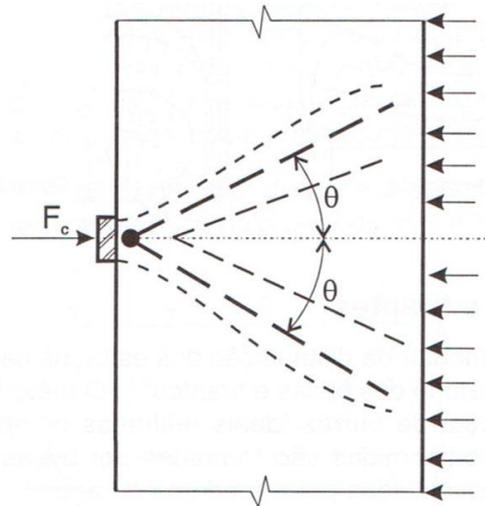
$F_x = F_y$ = tração por fendilhamento nas direções x e y respectivamente

Figura 12 - Comportamento dos esforços no método de bielas e tirantes



O ângulo de inclinação das bielas comprimidas, caso não fique determinado pelas condições de contorno da peça como na ilustração abaixo, deve estar sempre entre o intervalo $\arctc\left(\frac{1}{2}\right) \leq \Theta \leq \arctg(2)$.

Figura 13 - Representação das bielas de compressão



Fonte: Fusco (1995), pág. 124

Segundo Fusco (1995) mesmo que as bielas diretas se formem até inclinações da ordem de $\Theta = \arctc(3)$ isto deve ser evitado, pois estas inclinações são obtidas gerando uma fissuração excessiva na peça. O máximo absoluto de inclinação a ser considerado deve ser sempre $\Theta = \arctc(2)$.

5.6 Algumas pesquisas sobre o tema

Além das pesquisas e experimentos históricos já citados no decorrer deste trabalho, foi feita uma pesquisa procurando abordar artigos, teses e dissertações que tenham sido elaboradas com alguma semelhança no assunto, para verificar os modelos analisados e como foi o comportamento dos mesmos.

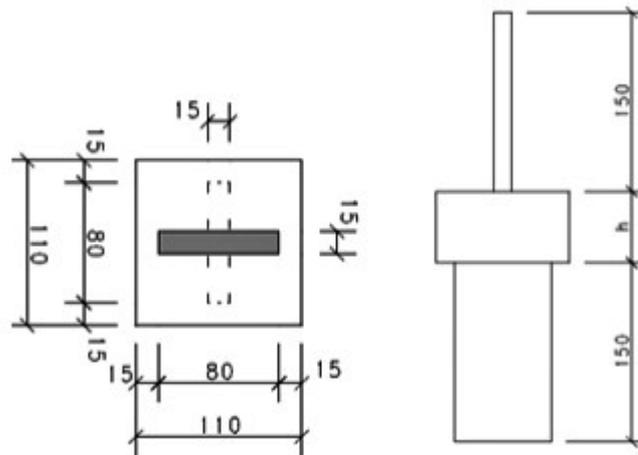
Munhoz (2004) analisa o comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidas a uma força centrada. Munhoz faz diversas citações de modelos matemáticos e também sobre bielas e tirantes, com quantidades variadas de estacas e também de diâmetros. Para o caso de blocos sobre uma estaca, considera o modelo de blocos parcialmente carregados para obtenção dos esforços atuantes. A análise analítica dos esforços foi feita baseada nos estudos de Langendonck (1957) e Fusco (1995), sendo verificada também a pressão de contato em áreas reduzidas, de acordo com o modelo sugerido pela NBR

6118:2003. Para determinação do máximo esforço de tração Munhoz (2004) utilizou a equação (17) sugerida Langendonck (1957) e Fusco (1995).

Após análise numérica e de posse das distribuições das tensões para um bloco sobre uma estaca, Munhoz (2004) observou que nos modelos analisados numericamente ocorreram variações significativas nas distribuições das tensões principalmente quando houve variação da seção do pilar. Porém constata-se que o modelo de Bielas e Tirantes sugerido por Fusco (1995) seria uma boa solução para o caso.

Segundo Guillou (2011) tal modelo pode ser orientado pelo fluxo de tensões da estrutura, usando o caminho de carga. Esse fluxo é obtido através de análises numéricas como o método dos elementos finitos. Guillou (2011) fez uma análise de blocos de concreto entre pilares rotacionados, conforme figura 14.

Figura 14 - Representação dos pilares rotacionados e o bloco de transição



Fonte: Guillou (2011)

Um dos objetivos deste trabalho foi criar um modelo de bielas e tirantes para o bloco representado na figura 14. Para isso fez uma análise numérica utilizando o software ABACUS, que se utiliza do método dos elementos finitos.

Com os fluxos de tensões foi possível comprovar que as tensões se distribuem no bloco gerando tensões transversais de compressão na interface de carregamento e de tração logo depois, conforme Fusco (1995) já havia mostrado.

Comparando os resultados com os obtidos por Fusco (1995) para a teoria dos blocos parcialmente carregados notou-se semelhanças segundo Guillou (2011), porém com muitas

particularidades, principalmente pelo fato dos blocos de fundação, nos quais a teoria é baseada, serem mais altos do que os blocos de transição dos pilares.

Nos blocos de transição com pouca altura, como o modelo de 15cm de altura que foi estudado, as tensões adentram o pilar inferior ainda em um estado não uniforme, ou seja, as tensões transversais que deveriam ocorrer no bloco ocorrem no topo do pilar. Julgou-se ineficaz o sistema por necessitar em alguns casos de blocos muito altos para uniformizar as tensões.

Buttignol e Almeida (2013) fizeram estudos para analisar como influenciaria o fluxo das tensões e como se comportaria o bloco sobre as estacas com o aumento da resistência característica a compressão do concreto. Foram feitos três modelos de mesmas dimensões mudando somente a resistência do concreto, utilizando concretos de 30MPa 35MPa e 40Mpa. Neste estudo, verificou-se que o aumento da resistência do concreto não mudou significativamente a resistência do bloco como elemento, apesar de que o aumento da resistência à compressão do concreto conseqüentemente gera um aumento na resistência a tração do mesmo.

Segundo Buttignol e Almeida (2013) o modelo das bielas e tirantes é o mais apropriado para analisar blocos, e a teoria que se conhece se baseia nos ensaios feitos por Blévyot e Frémy (1967) onde se observa que a ruptura do concreto ocorre de maneira frágil e por meio do fendilhamento do concreto.

De acordo com Buttignol e Almeida (2013), a variação da resistência à compressão do concreto não mudou o fluxo das tensões no bloco. Delalibera (2006) por meio de análise estatística definiu que as principais variáveis que influem na capacidade resistente do bloco e no fluxo de tensões são as dimensões transversais do pilar e da estaca, a altura do bloco e a excentricidade da ação vertical.

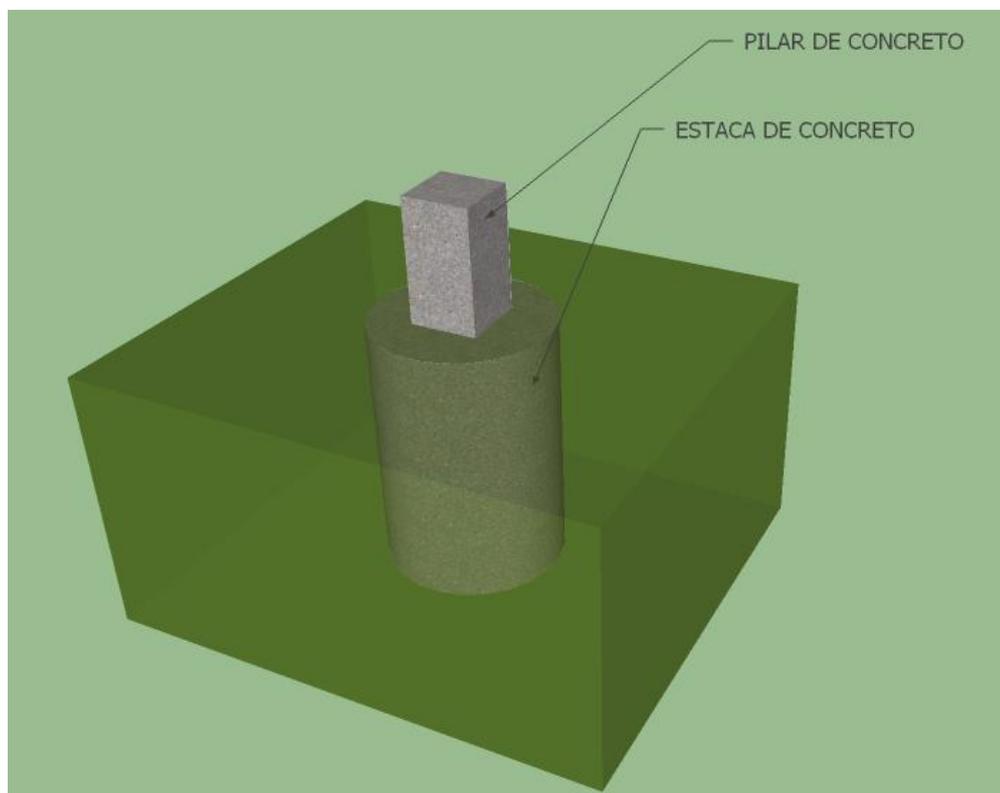
Dessa forma, conclui-se que, caso o bloco não resista aos esforços necessários, é prudente aumentar a altura do mesmo do que aumentar a resistência característica de compressão do concreto.

6 MÉTODOS E TÉCNICAS DE PESQUISA

6.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para alcançar os objetivos propostos com a realização desta pesquisa, evidenciados no capítulo 3. O estudo se baseia em uma comparação entre os resultados teóricos obtidos de acordo com os modelos de cálculo propostos por Fusco (1995) e Leonhardt (1977), e também confrontados com resultados experimentais, obtidos com ensaios de compressão em protótipos de estaca. Na figura 15 tem-se a ilustração da situação estudada.

Figura 15 – Representação da situação estudada, pilar quadrado de concreto descarregando diretamente em uma estaca circular de concreto.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

6.2 Protótipos propostos para a análise experimental

Os protótipos propostos para viabilizar a análise experimental, possuem em torno de 19cm de diâmetro e 45cm de comprimento, sendo executados em concreto simples e em concreto armado, com variação do tipo de armadura de fretagem. Ao todo foram concretados 15 protótipos, sendo possível comparar os resultados experimentais com os resultados obtidos utilizando os modelos de cálculo de Fusco (1995) e Leonhardt (1977).

Para o ensaio foram definidos cinco modelos de protótipos, e cada modelo teve três exemplares executados para que se obtivesse um valor mais confiável em relação aos ensaios.

O primeiro dos cinco modelos é em concreto simples, sem a presença de armadura. O objetivo deste modelo é gerar um entendimento em relação ao comportamento do concreto utilizado nos protótipos, quando submetido ao esforço de fendilhamento, oriundo do carregamento vertical em área reduzida.

Os outros quatro modelos são em concreto armado, e as armaduras utilizadas foram cortadas, dobradas e amarradas nos laboratórios da Universidade, sendo empregados três tipos diferentes de estribos, circulares, poligonais e helicoidais.

Foi executado um modelo com cada tipo de estribo, e ferragem longitudinal com 20cm de comprimento, totalizando três modelos. Como os estribos são espaçados a cada 10cm, todos os modelos tem três estribos, e o helicoidal por ser contínuo totaliza três voltas. O outro modelo restante será constituído por estribos poligonais, e a diferença para os outros está no comprimento das barras longitudinais que neste caso terão 40cm de comprimento, além da quantidade de estribos que aumenta para cinco.

Figura 16 – Estribos utilizados, (a) circular, (b) poligonal e (c) helicoidal respectivamente.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Após os estribos serem dobrados de acordo com a geometria necessária para cada caso, e as barras longitudinais serem cortadas com 20 e 40cm conforme necessário para a execução dos protótipos, foi executado a amarração das mesmas, deixando-as prontas para serem fixadas nos moldes e posteriormente concretadas.

Para os moldes referidos acima, utilizou-se como formas, tubos de PVC de 200mm. Os mesmos foram cortados com os 45cm de altura, necessários para o protótipo.

Figura 17 – Armaduras para os corpos de prova com ferragem de 20cm de comprimento, (a) estribo poligonal, (b) estribo helicoidal e (c) estribo circular respectivamente.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

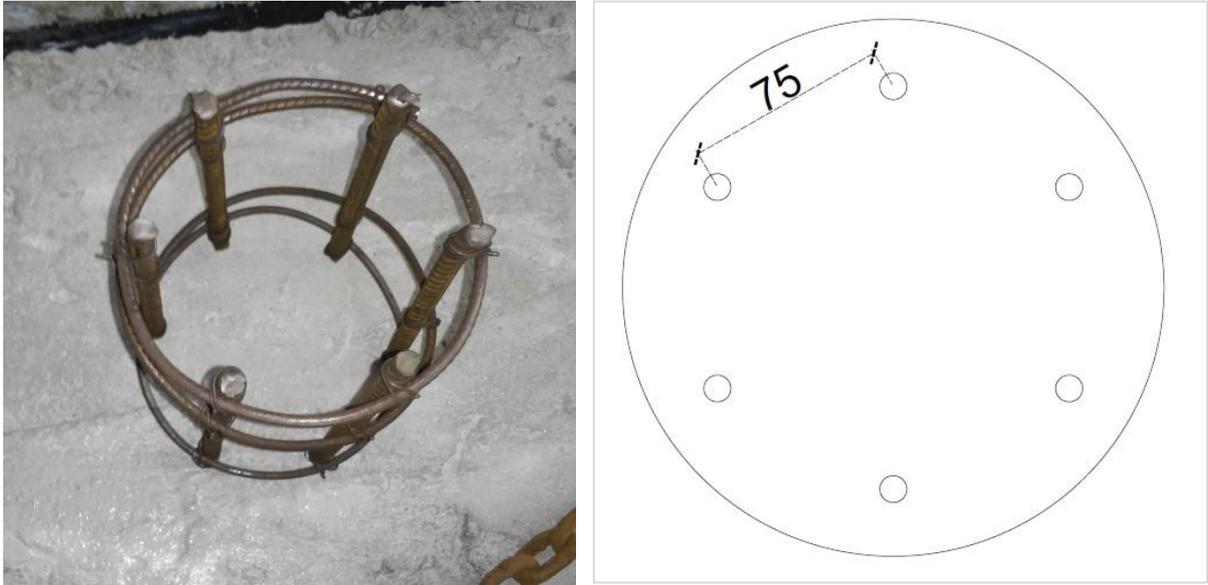
Figura 18 – Estribo poligonal para corpos de prova com ferragem longitudinal de 40cm de comprimento.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

As barras longitudinais foram espaçadas conforme evidenciado na figura 19 em todos os modelos de concreto armado, respeitando a mesma distância umas entre as outras para manter o padrão no ensaio.

Figura 19 – Disposição das barras longitudinais.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

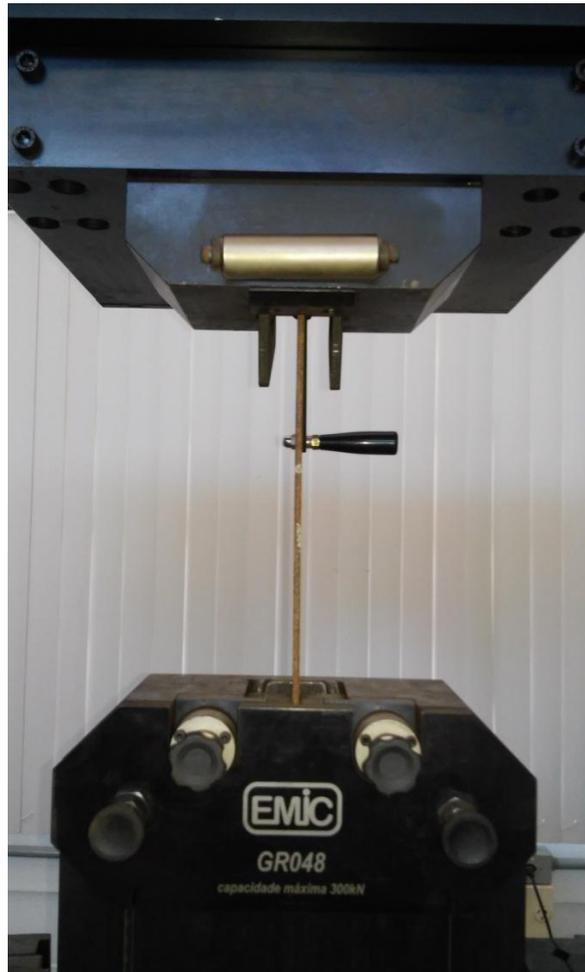
6.3 Materiais

O aço e o concreto constituintes dos protótipos das estacas foram submetidos a ensaios de caracterização para obtenção de características necessárias e importantes para o desenvolvimento dos cálculos, tais como resistência à compressão do concreto e resistência à tração do aço.

6.3.1 Aço

Os protótipos de estacas de concreto armado possuem armadura constituída por seis barras de aço CA-50 de $\varnothing 10\text{mm}$ em suas barras longitudinais, e de aço CA-60 de $\varnothing 5\text{mm}$ para os estribos. Para caracterizá-los, foram executados ensaios de tração de onde foram obtidas as tensões de escoamento e tensão de ruptura para os dois tipos de aço utilizados. Foram ensaiadas três barras de cada bitola, sendo que na figura 20 está registrado o ensaio acontecendo com uma barra de $\varnothing 5\text{mm}$.

Figura 20 – Ensaio de tração no aço.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Para utilização de um valor padrão nos cálculos posteriores, fez-se a média dos três resultados para cada tipo de aço.

A seguir nas tabelas 6 e 7 têm-se os resultados dos ensaios, para as barras $\varnothing 5\text{mm}$ e $\varnothing 10\text{mm}$ respectivamente, e na parte inferior da tabela os valores adotados para tensão de escoamento e de ruptura.

Tabela 6 - Valores de resistência à tração do aço $\varnothing 5\text{mm}$

CP	\varnothing (mm)	σ_{esc}	σ_{rup}
1	5	668,27	697,19
2	5	681,94	711,4
3	5	675,01	701,4
Valor adotado		675,07	703,33

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Tabela 7 - Valores de resistência à tração do aço $\varnothing 10\text{mm}$

CP	\varnothing (mm)	σ_{esc}	σ_{rup}
1	10	545,66	800,13
2	10	540,81	798,81
3	10	544,46	794,73
Valor adotado		543,64	797,89

Fonte: Arquivo do autor (2015)

6.3.2 Concreto

O concreto constituinte nos protótipos de estacas, foram executados com cimento de alta resistência inicial, de modo a possibilitar que fossem ensaiados sete dias após a concretagem. O traço do concreto utilizado como referência foi 14:18,3:19,3 cimento, areia e brita respectivamente em massa.

O fator água cimento do traço definido inicialmente foi de 0,4. Isso porque o que fator determinante para a liberação do concreto era o slump, devendo ficar na faixa de 60mm +/- 20mm. Após sete dias da concretagem, foram realizados os ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto, moldados de acordo com a NBR 5738:2015 e ensaiados conforme a NBR 5739:2007. Para avaliação dos resultados e determinação da resistência característica à compressão de cada betonada feita, utilizou-se a NBR 12655:2015.

Figura 21 – Ensaio dos corpos de prova para caracterização do concreto.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Os resultados dos ensaios revelaram a resistência do concreto utilizado nos protótipos das estacas, informação importante para possibilitar uma melhor análise do comportamento dos modelos.

Segundo a NBR 12655:2015, há dois tipos de amostragem, a total e a parcial. Quando temos uma amostragem total da concretagem, a análise da conformidade deve ser feita para toda betonada, tendo $f_{ck,est} = f_{c,betonada}$ que é a resistência à compressão do exemplar que representa a betonada.

A norma ainda indica que a resistência considerada como resistência que representa a betonada, é a maior resistência entre os corpos de prova moldados com o concreto da mesma betonada.

Para a pesquisa foram produzidas quatro betonadas de concreto, para cada uma foram moldados três corpos de prova. Apresenta-se a seguir, na Tabela 8, os valores de resistência à compressão de todos os corpos de prova moldados, e também os valores característicos considerados para cada betonada.

Tabela 8 - Valores de resistência à compressão para cada corpo de prova e valor característico definido para cada betonada

Modelo	Resistência (f_c)	Resistência característica (f_{ck})
n°	MPa	MPa
1	43,61	43,51
1	43,59	
1	43,33	
2	41,07	41,69
2	42,22	
2	41,78	
3	43,86	46,05
3	46,82	
3	47,46	
4	46,91	45,11
4	43,35	
4	45,06	

Fonte: Arquivo do autor (2015)

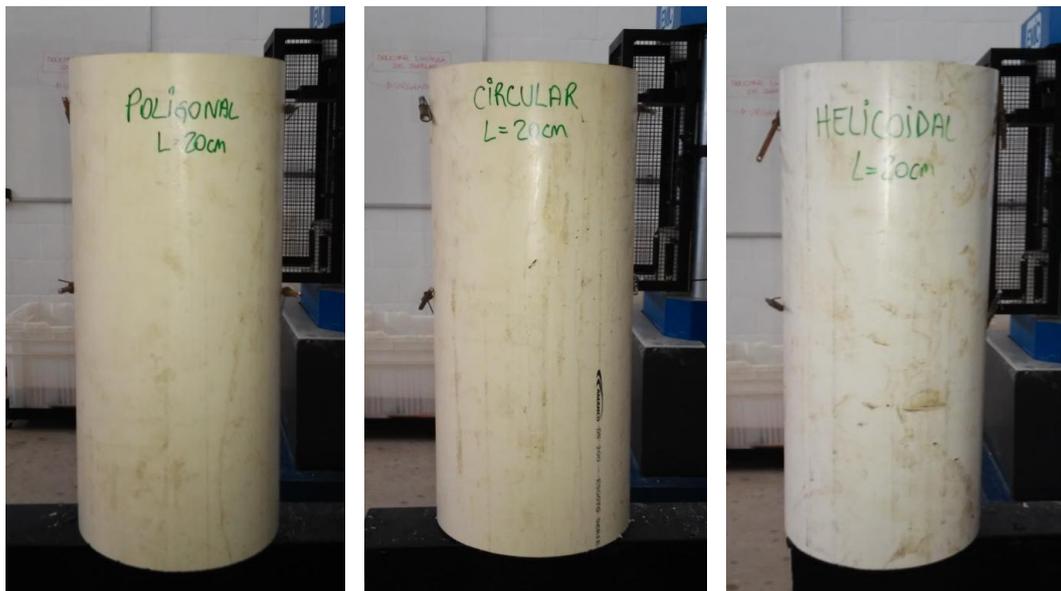
6.4 Execução dos protótipos para ensaio

De posse das armaduras já amarradas, foram cortados 15 peças de um tubo de PVC de 200mm de diâmetro e identificados, para que fosse possível depois de concretado saber onde cada modelo se encontra, mostrado na figura 22.

Após preparados os moldes, as armaduras foram fixadas neles para que não se deslocassem enquanto ocorresse a concretagem. Isso foi feito com a utilização de arames recozidos, iguais àqueles que foram utilizados para amarrar as armaduras.

Em todos os moldes de PVC foram feitos furos e passados arames recozidos de um lado ao outro, para depois fixar as armaduras nos arames. Isso para que as armaduras não se deslocassem durante a concretagem e os protótipos respeitassem o cobrimento mínimo.

Figura 22 – Moldes em PVC, cortados e identificados.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Figura 23 - Moldes prontos com as armaduras fixadas em seu interior.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Na figura 23 é possível observar os moldes já com as armaduras fixadas em seu interior, prontos para serem concretados.

Com todos esses moldes dos protótipos prontos e as armaduras amarradas dentro deles, foi confeccionado uma mesa, com um compensado marítimo, para que a superfície dos moldes ficasse lisa e nivelada, para ser possível o posterior ensaio de compressão na prensa. Também tomou-se o devido cuidado para que as barras longitudinais das armaduras permanecessem exatamente no sentido vertical, para que não houvesse contribuição nenhuma para as forças de tração transversais ao eixo longitudinal dos moldes.

Todos os protótipos foram amarrados entre si sobre a mesa, e ainda assim foram puxados arames de um lado ao outro da mesa, que passavam sobre os moldes e os pressionavam para baixo. Essa foi uma forma de evitar que os moldes subissem enquanto a concretagem era executada, ilustrado na figura 25.

Figura 24 - Moldes amarrados e identificados, prontos para concretagem.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Figura 25 - Moldes sobre a mesa mencionada.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

6.4.1 Execução da concretagem dos protótipos

Para a execução da concretagem, um fator determinante para a liberação do concreto era que o slump estivesse entre o que foi estabelecido. O slump estabelecido era 60mm podendo estar na faixa de mais ou menos 20mm. Após os materiais todos acrescentados à betoneira e batidos até a mistura ficar homogênea, o slump test era feito. Estando dentro dos limites o concreto era liberado, estando fora o concreto era redosado com a mesma proporção dos materiais variando somente o fator água cimento, para mais ou menos.

Com o concreto liberado, eram moldados sempre três corpos de prova para cada betoneira, esses foram desmoldados 24 horas depois e colocados submersos em água potável. Após 7 dias esses corpos de prova foram ensaiados de acordo com a NBR 5739:2007, para que seja conhecida a resistência à compressão característica do concreto.

Através de um mapa de concretagem dos protótipos, sendo relacionado com os ensaios de compressão executados para caracterização do concreto, tem-se o f_{ck} do concreto em cada molde das estacas.

Devido ao concreto ser um concreto muito coeso, com slump muito baixo, todos os moldes das estacas foram vibrados para a melhor acomodação do concreto. A vibração foi feita em duas partes, com o concreto pela metade do molde e com o molde já todo concretado.

Figura 26 – Corpos de prova submersos em água, após sete dias foram rompidos.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Figura 27 – Protótipos concretados.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Na figura 27 pode-se observar os protótipos após o término da concretagem, sendo que permaneceram na mesa por sete dias, até que foram desmoldados e ensaiados.

6.5 Cálculo segundo Fusco

De acordo com Fusco (1995), quando o protótipo for submetido à compressão axial em área reduzida, a tensão de tração denominada fendilhamento que surgirá, será em função de um fator, que denominaremos aqui de fator de transferência de carga. Esse fator de transferência de carga é multiplicado pela carga de compressão e por uma relação entre a dimensão da área carregada e uma dimensão no mesmo sentido da área total.

Esse fator de transferência de carga é mensurado como 0,3 no modelo de cálculo de Fusco (1995). O qual está descrito na equação (17).

6.6 Cálculo segundo Leonhardt

O modelo de cálculo sugerido por Leonhardt (1977) é igual o sugerido por Fusco (1995), tendo discordância somente no fator de transferência de carga.

Para Leonhardt (1977), baseado nos resultados obtidos por A.L. Yettram e K. Robbins através da utilização de elementos finitos, o fator é 0,25. O modelo de cálculo está descrito na equação (13).

6.7 Modelo proposto para cálculo.

Com base nos resultados experimentais, propõe-se ajustar o fator de transferência de carga de acordo com os resultados reais obtidos. O fator ajustado proporcionará um valor mais próximo do real para o esforço transversal de tração nos protótipos ensaiados.

6.8 Ensaios dos protótipos de estacas

Após os ensaios de caracterização do concreto e do aço, foram ensaiados os modelos das estacas. O ensaio foi realizado na mesma prensa utilizada para os corpos de prova do concreto.

6.8.1 Verificação da tensão de esmagamento

Antes da realização do ensaio, verificou-se a tensão de esmagamento do concreto, de acordo com a NBR 6118:2014. A tabela 9 apresenta os resultados, mostrando que todos os protótipos estão dentro dos valores definidos pela norma.

Tabela 9 – Verificação da tensão de esmagamento do concreto segundo a NBR 6118:2014.

Protótipo	Armadura	Pressão de contato em área reduzida		
		$A_{co}.f_{cd}.\sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,3 f_{cd}.A_{c0}$		
CP 2-3	Sem armadura	3848,55	≤	5597,92
CP 2-2	Sem armadura	3858,58	≤	5597,92
CP 2-1	Sem armadura	3985,61	≤	5782,22
CP 4-2	Circular	4337,47	≤	6292,69
CP 3-3	Circular	4326,21	≤	6292,69
CP 4-1	Circular	4326,21	≤	6292,69
CP 5-3	Poligonal L-20cm	4298,34	≤	6219,76
CP 5-2	Poligonal L-20cm	4276,07	≤	6219,76
CP 5-1	Poligonal L-20cm	4287,21	≤	6219,76
CP 1-1	Poligonal L-40cm	3964,91	≤	5782,22
CP 1-3	Poligonal L-40cm	3954,56	≤	5782,22
CP 4-3	Helicoidal	4298,34	≤	6219,76
CP 3-2	Helicoidal	3848,55	≤	5597,92
CP 3-1	Helicoidal	3838,53	≤	5597,92
OK				

Fonte: Arquivo do autor (2015)

6.8.2 Equipamento

Após os ensaios de caracterização do concreto e do aço, foram ensaiados os modelos das estacas. O ensaio foi realizado na mesma prensa utilizada para os corpos de prova do concreto.

A prensa utilizada é uma máquina universal de ensaios, modelo DL 30000 da marca EMIC, com capacidade de carga de 2000kN. A aplicação de força durante o ensaio foi medida via célula de carga interna da máquina, assim como os deslocamentos que foram medidos via sistema interno.

Figura 28 – Máquina universal de ensaio utilizada.

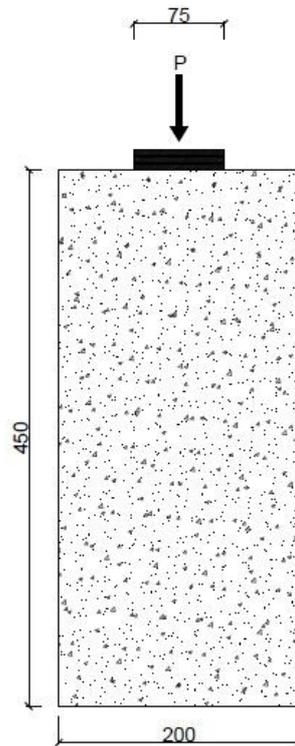


Fonte: Arquivo do autor (2015)

6.8.3 Procedimento de ensaio

Para simular a situação em estudo, de um carregamento em área reduzida, utilizou-se chapas metálicas quadradas com lado medindo 7,5cm. Foram sobrepostas três chapas, para dar rigidez no ponto de aplicação de carga. A aplicação da carga ocorreu nas chapas, que transferiram a carga para o protótipo.

Figura 29 – Procedimento de ensaio, dimensões expressas em milímetros.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Figura 30 – Chapa de aço centralizado no modelo pronto para ser ensaiado.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Na figura 30 observa-se uma visão superior de uma chapa centralizada em um protótipo, e na figura 31 podemos observar o protótipo na máquina, pronto para ser ensaiado.

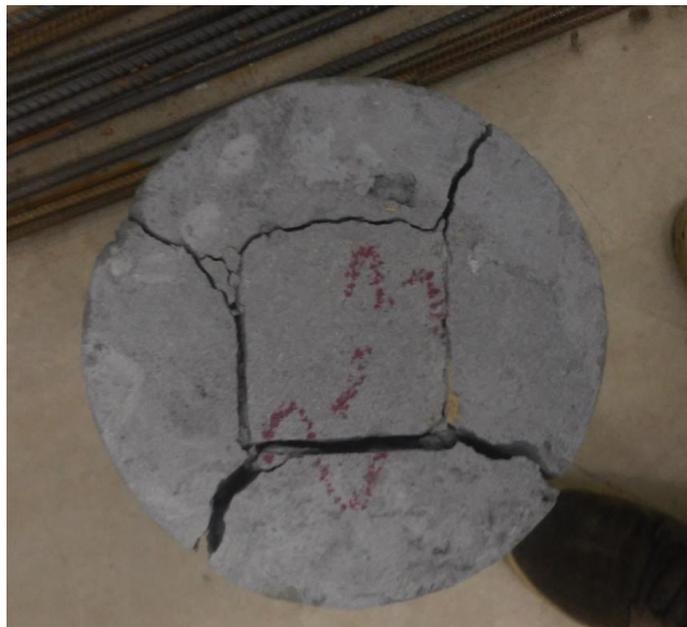
Figura 31 – Protótipo pronto para ser ensaiado.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Com os modelos sem armadura, foi possível verificar que o modelo criado para o ensaio deu certo, pois o colapso se deu exatamente como indicado na literatura. Nas figuras 32 e 33 podemos observar em dois ângulos diferente a ruptura por fendilhamento anelar, conforme demonstrado na figura 10, da NBR 6118:2014.

Figura 32 – Protótipo de estaca sem armadura, ruptura por fendilhamento anelar.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Figura 33 – Protótipo de estaca sem armadura, observado de frente após o ensaio.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Na figura 33, o que se observa é uma fissura vertical no protótipo, mostrando uma ruptura por tração horizontal, de acordo com o que a bibliografia sugere. Quando comprimido o protótipo, a tensão de tração horizontal foi gerada pela propagação das tensões. O esforço de tração aumenta proporcionalmente ao aumento do esforço de compressão, levando o protótipo ao colapso evidenciado na figura.

7 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos com os ensaios e com relações entre os ensaios, elaboradas para uma melhor análise.

Para ser possível a obtenção dos resultados dos esforços máximos de fendilhamento, segundo os modelos propostos por Fusco (1995) e Leonhardt (1977), primeiro serão apresentados os resultados dos ensaios dos protótipos. Assim serão conhecidos os valores de carga de ruptura de todos os modelos, valores esses que são necessários para os modelos dos autores citados no parágrafo acima.

7.1 Resultados dos ensaios dos protótipos

Primeiramente serão exibidos os resultados dos ensaios dos protótipos sem armadura, para que seja possível analisar o comportamento somente do concreto, quando submetido à situação em estudo.

A tabela 10 mostra a força de ruptura de cada um dos três protótipos sem armadura, assim como a identificação de qual concreto existente em cada um.

Tabela 10 - Modelos sem armadura, a força de ruptura e a identificação do concreto utilizado.

Protótipo	Armadura	P_{rup}	Concreto
		kN	Betonada
CP 2-3	sem armadura	404,00	B2
CP 2-2	sem armadura	378,90	B2
CP 2-1	sem armadura	398,60	B1

Fonte: Arquivo do autor (2015)

A tabela 11 traz os outros doze protótipos, identificados e com a carga de ruptura de cada um, além do apontamento de qual concreto que cada protótipo possui. O modelo CP 1-2 não foi considerado nas análises devido a sua ruptura ter acontecido com uma carga muito inferior. O modelo teve uma carga de ruptura menor até mesmo quando comparado com os modelos sem armadura.

Tabela 11 – Carga de ruptura dos protótipos e a identificação do concreto utilizado.

Protótipo	Armadura	P_{rup}	Concreto
		kN	Betonada
CP 4-2	circular	499,2	B3
CP 3-3	circular	509,9	B3
CP 4-1	circular	498,5	B3
CP 5-3	poligonal L-20cm	449,1	B4
CP 5-2	poligonal L-20cm	446,3	B4
CP 5-1	poligonal L-20cm	407,7	B4
CP 1-1	poligonal L-40cm	455,7	B1
CP 1-2*	poligonal L-40cm	328,6	B1
CP 1-3	poligonal L-40cm	448,6	B1
CP 4-3	helicoidal	482,2	B4
CP 3-2	helicoidal	423,2	B2
CP 3-1	helicoidal	451,4	B2

*Não foi considerado nas análises

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Conhecendo a resistência à compressão do concreto de cada protótipo, é possível calcular a resistência à tração segundo a NBR 6118:2014. Na tabela 12, são apresentados todos os protótipos seguido das informações do mesmo, como sua classificação perante o tipo de armadura utilizada, a resistência do concreto existente em cada um, e a resistência à tração calculada de acordo com a norma, expresso em MPa.

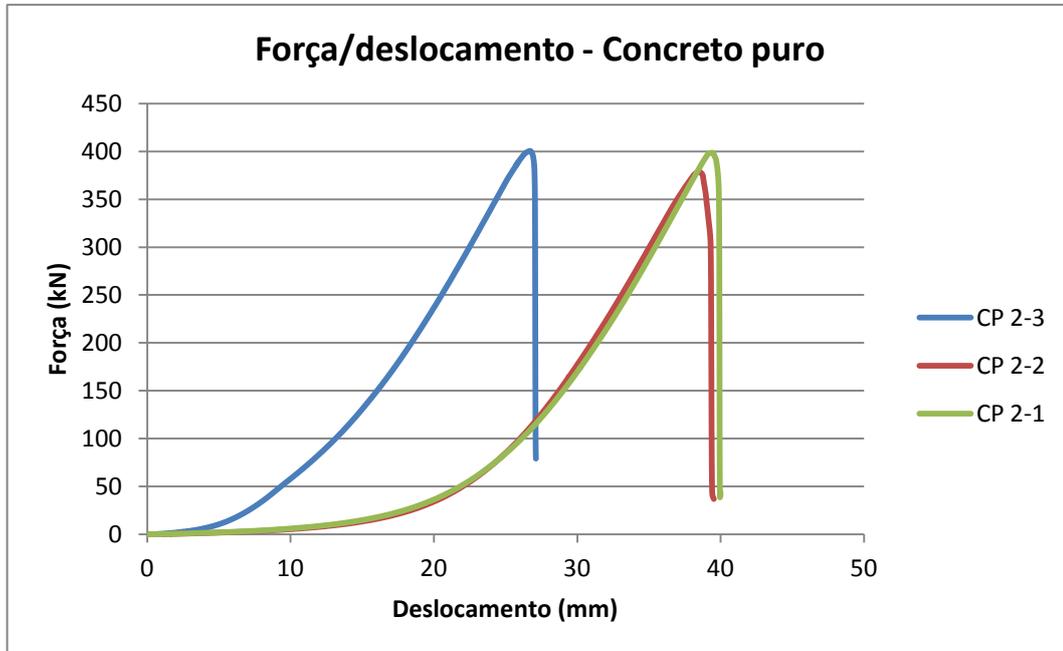
Tabela 12 – Resistência à tração do concreto de cada protótipo

Protótipo	Armadura	Concreto f_{ck}	f_{ctk} (MPa)
		Betonada	NBR 6118:2014
CP 2-3	sem armadura	41,69	2,55
CP 2-2	sem armadura	41,69	2,55
CP 2-1	sem armadura	43,51	2,60
CP 4-2	circular	46,05	2,75
CP 3-3	circular	46,05	2,75
CP 4-1	circular	46,05	2,75
CP 5-3	poligonal L-20cm	45,11	2,73
CP 5-2	poligonal L-20cm	45,11	2,73
CP 5-1	poligonal L-20cm	45,11	2,73
CP 1-1	poligonal L-40cm	43,51	2,60
CP 1-2	poligonal L-40cm	43,51	2,60
CP 1-3	poligonal L-40cm	43,51	2,60
CP 4-3	helicoidal	45,11	2,73
CP 3-2	helicoidal	41,69	2,55
CP 3-1	helicoidal	41,69	2,55

Fonte: Arquivo do autor (2015)

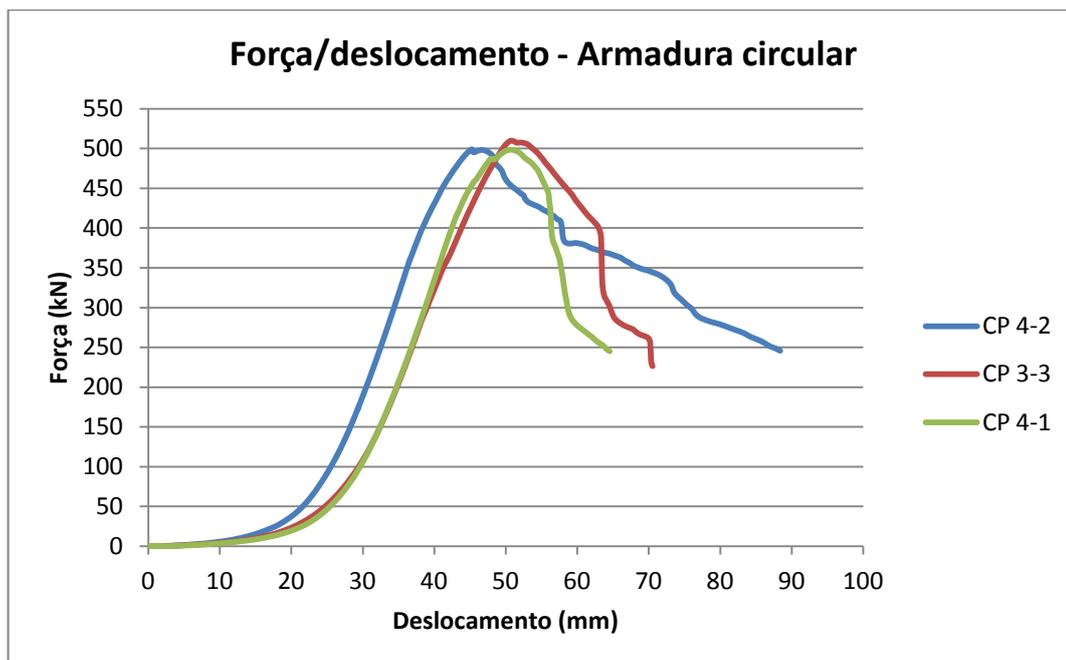
Com os dados obtidos no ensaio, gerados pela máquina de ensaio, foi possível criar os gráficos da curva de força em relação ao deslocamento para os protótipos. Os gráficos estão divididos por tipo de armadura.

Gráfico 1 – Curva força deslocamento para os protótipos em concreto puro



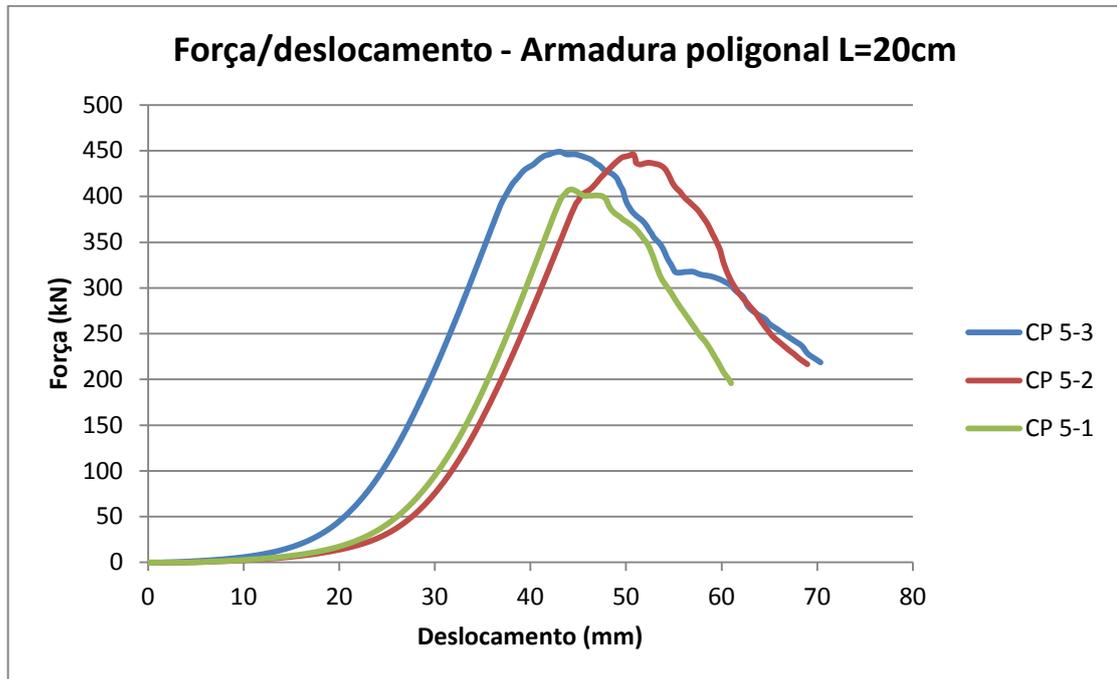
Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 2 – Curva força deslocamento para os protótipos com armadura circular



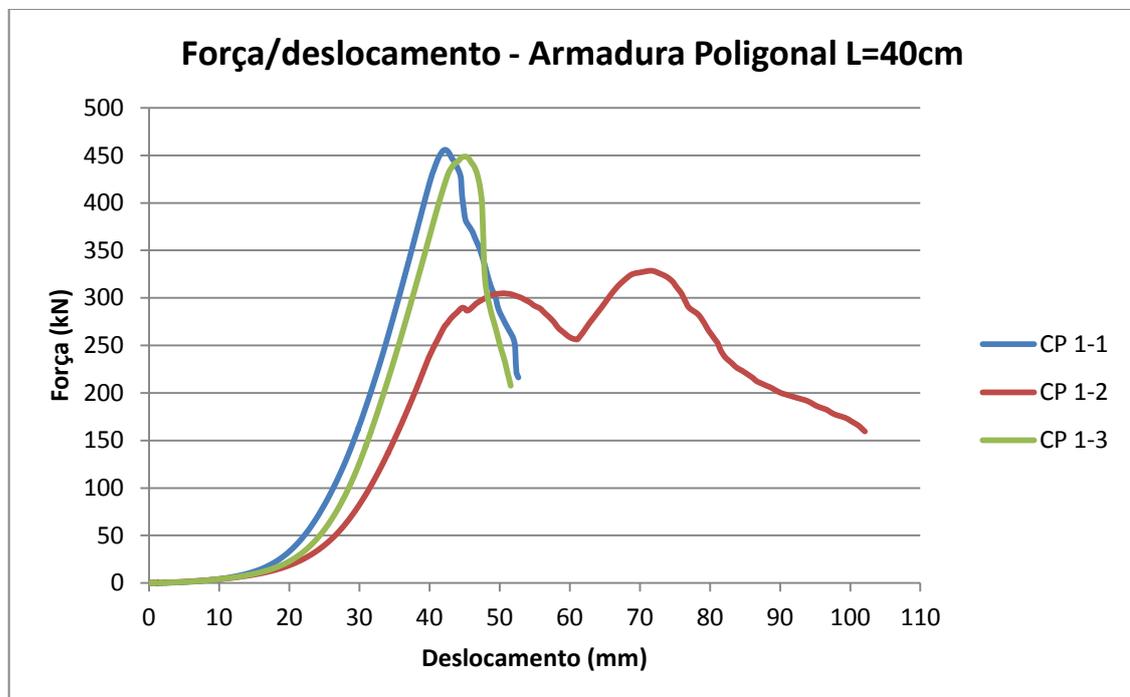
Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 3 – Curva força deslocamento para os protótipos com armadura poligonal L=20cm



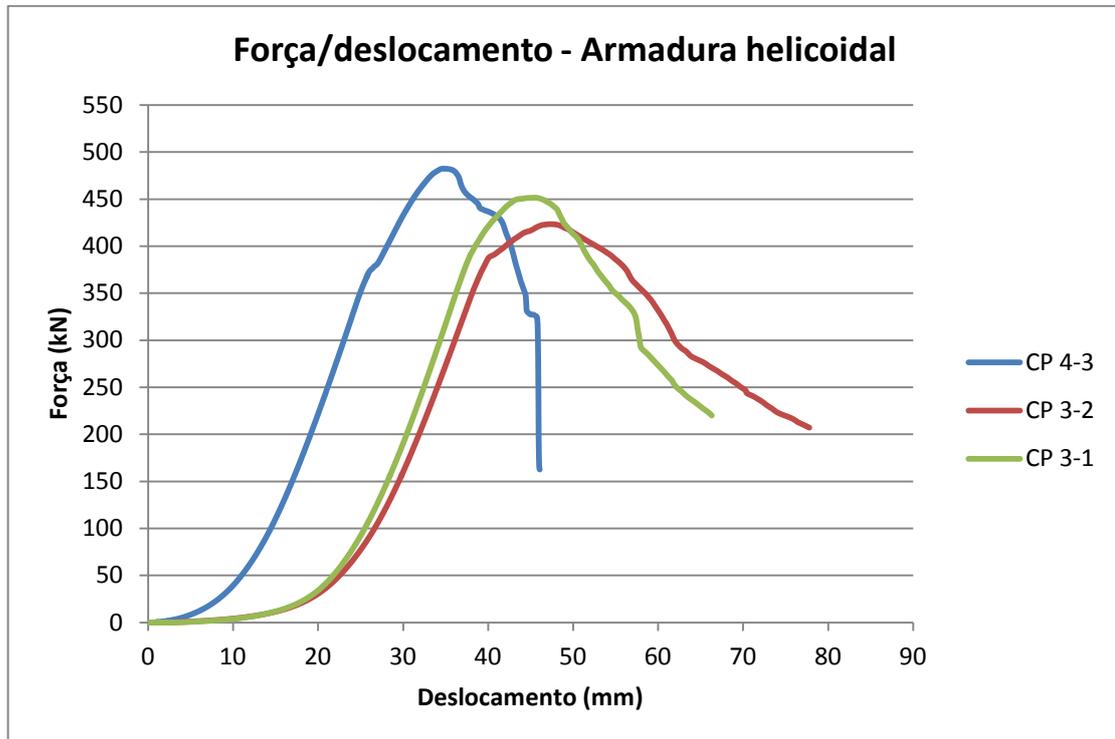
Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 4 – Curva força deslocamento para os protótipos com armadura poligonal L=40cm



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 5 – Curva força deslocamento para os protótipos com armadura helicoidal



Fonte: Arquivo do autor (2015)

7.2 Cálculos segundo Fusco

Aqui será apresentado, segundo o modelo de cálculo de Fusco (1995) valores para a força transversal de fendilhamento em cada protótipo. Será apresentada também a força P de compressão de cálculo e característica, que o protótipo resistiria segundo o procedimento de cálculo indicado pelo autor.

7.2.1 Força transversal de fendilhamento

Segundo Fusco (1995), é possível calcular a força transversal de fendilhamento baseado no valor da força de compressão. Com isso, de acordo com a fórmula (17) sabe-se que:

$$Z = 0,3 \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) \cdot P$$

Sabendo que Z é a força transversal de fendilhamento originada pelo carregamento vertical, na tabela 13 apresentam-se todos os protótipos e as forças Z que seriam originadas pelo carregamento P.

Tabela 13 – Força transversal de fendilhamento “ $Z_{\text{tração}}$ ” segundo Fusco (1995).

Protótipo	Armadura	Diâmetro	P_{rup}	$Z_{\text{tração}}$
		cm	kN	kN
CP 2-3	sem armadura	19,2	404,00	73,86
CP 2-2	sem armadura	19,25	378,90	69,38
CP 2-1	sem armadura	19,25	398,60	72,99
CP 4-2	circular	19,25	499,2	91,41
CP 3-3	circular	19,2	509,9	93,22
CP 4-1	circular	19,2	498,5	91,13
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	449,1	82,37
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	446,3	81,59
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	407,7	74,66
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	455,7	83,17
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	448,6	81,73
CP 4-3	helicoidal	19,3	482,2	88,44
CP 3-2	helicoidal	19,2	423,2	77,37
CP 3-1	helicoidal	19,15	451,4	82,38

Fonte: Arquivo do autor (2015)

7.2.2 Carga vertical resistida

A carga vertical resistida é denominada P. Para o modelo de Fusco (1995) considerando a resistência à tração do concreto, de acordo com a NBR 6118:2014, mais a resistência à tração do aço de fretagem, pode-se obter a carga de projeto (P_d) admitida pela estaca. Pode-se ainda, considerando a tensão de tração real do concreto sem coeficiente de minoração de resistência, assim como a resistência à tração experimental do aço, estimar a carga de ruptura do protótipo.

Tabela 14 – Força P resistida estimada de cálculo e de ruptura, somando concreto e aço.

Protótipo	Armadura	Diâmetro	P_d	P_{rup} estimada
		cm	kN	kN
CP 2-3	sem armadura	19,2	366,75	513,45
CP 2-2	sem armadura	19,25	368,05	515,27
CP 2-1	sem armadura	19,25	376,08	526,51
CP 4-2	circular	19,25	732,97	990,60
CP 3-3	circular	19,2	732,12	989,36
CP 4-1	circular	19,2	732,12	989,36
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	730,73	987,53
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	729,05	985,06
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	729,89	986,29
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	709,62	957,79
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	708,86	956,67
CP 4-3	helicoidal	19,3	730,73	961,20
CP 3-2	helicoidal	19,2	702,37	985,06
CP 3-1	helicoidal	19,15	701,64	946,62

Fonte: Arquivo do autor (2015)

7.3 Cálculos segundo Leonhardt

A única diferença entre o modelo de cálculo proposto pelos dois autores é o fator de transferência de carga. Portanto o esforço transversal de fendilhamento, a carga P de cálculo e a carga P de ruptura estimada podem ser calculados da mesma maneira, alterando o fator de transferência de carga de acordo com a fórmula (13).

7.3.1 Força transversal de fendilhamento

Segundo Leonhardt, e conforme indicado na bibliografia, o esforço transversal de tração originado pelo carregamento vertical, pode ser definido como:

$$Z = 0,25.P \left(1 - \frac{a_0}{a} \right)$$

A tabela 15 traz os esforços transversais de tração gerados pelo carregamento vertical para todos os protótipos ensaiados, de acordo com o procedimento de cálculo que sugere Leonhardt (1977).

Tabela 15 – Força transversal de fendilhamento “Z_{tração}” segundo Leonhardt (1977).

Protótipo	Armadura	Diâmetro	P_{rup}	Z_{tração}
		cm	kN	kN
CP 2-3	sem armadura	19,2	404,00	61,55
CP 2-2	sem armadura	19,25	378,90	57,82
CP 2-1	sem armadura	19,25	398,60	60,83
CP 4-2	circular	19,25	499,2	76,18
CP 3-3	circular	19,2	509,9	77,68
CP 4-1	circular	19,2	498,5	75,94
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	449,1	68,64
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	446,3	67,99
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	407,7	62,21
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	455,7	69,31
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	448,6	68,11
CP 4-3	helicoidal	19,3	482,2	73,70
CP 3-2	helicoidal	19,2	423,2	64,47
CP 3-1	helicoidal	19,15	451,4	68,65

Fonte: Arquivo do autor (2015)

7.3.2 Carga vertical resistente

Chega-se a um valor de carga P que supostamente seria resistido pelo protótipo, considerando a resistência à tração do concreto, calculado conforme NBR 6118:2014 e também a resistência do aço de fretagem obtida experimentalmente.

Tabela 16 - Força P resistida estimada de cálculo e de ruptura, somando concreto e aço.

Protótipo	Armadura	Diâmetro	P_d	$P_{rup. estimada}$
		cm	kN	kN
CP 2-3	sem armadura	19,2	440,10	616,14
CP 2-2	sem armadura	19,25	441,66	618,32
CP 2-1	sem armadura	19,25	451,30	631,82
CP 4-2	circular	19,25	879,56	1188,72
CP 3-3	circular	19,2	878,55	1187,23
CP 4-1	circular	19,2	878,55	1187,23
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	876,88	1185,04
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	874,86	1182,07
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	875,87	1183,55
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	851,54	1149,35
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	850,64	1148,01
CP 4-3	helicoidal	19,3	876,88	1185,04
CP 3-2	helicoidal	19,2	842,85	1137,25
CP 3-1	helicoidal	19,15	841,97	1135,94

Fonte: Arquivo do autor (2015)

7.4 Modelo proposto

Através dos ensaios nos protótipos sem armadura, adquiriu-se a carga P_{rup} para cada um dos 3 protótipos sem armadura. Esses 3 protótipos expressam o comportamento do concreto sem a contribuição de armaduras para a resistência da força transversal de tração.

De acordo com a NBR 6118:2014 é possível calcular a resistência à tração do concreto baseando-se na resistência à compressão do mesmo, na falta de ensaios específicos para a determinação da tração do mesmo.

Multiplicando a resistência a tração do concreto pela área da seção transversal da estaca na zona de perturbação no centro da seção, obtêm-se uma força de tração equivalente que o concreto resiste. Sabendo que o comprimento de perturbação é de mesma dimensão que o diâmetro do protótipo, a área então é o diâmetro multiplicado por ele mesmo. Tais resultados apresentados na tabela 17.

Tabela 17 – Força de tração resistente pelo protótipo de estaca com base no f_{ctk}

Protótipo	Armadura	Concreto	f_{ctk}	$Z_{res.}$
		Betonada	kN/cm ²	kN
CP 2-3	sem armadura	B2	0,255	93,86
CP 2-2	sem armadura	B2	0,255	94,35
CP 2-1	sem armadura	B1	0,260	96,41

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Assim, para as expressões de Fusco (1995) e Leonhardt (1977), pode-se, com base na força resistente de tração e ainda na força vertical de ruptura, obtida experimentalmente, calcular um novo valor para o fator de transferência de carga para cada um dos protótipos ensaiados. Na tabela 18, além dos valores da força resistente de tração ($Z_{res.}$) e da carga de ruptura experimental ($P_{rup. experimental}$), é apresentada a média destes fatores.

Tabela 18 – Fator de transformação de carga proposto.

Protótipo	Armadura	Concreto	$Z_{res.}$ (kN)	$P_{rup. experimental}$	Fator
		Betonada	NBR 6118:2014	kN	
CP 2-3	sem armadura	B2	93,86	404,00	0,38
CP 2-2	sem armadura	B2	94,35	378,90	0,41
CP 2-1	sem armadura	B1	96,41	398,60	0,40
				MÉDIA	0,40

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Considerando o fator de transferência de carga calculado neste estudo, é possível obter as forças transversais de tração para todos os protótipos, evidenciados na tabela 19, e também a força P resistente de cálculo e a estimada de ruptura, expressas na tabela 20.

Tabela 19 – Força transversal de fendilhamento “ $Z_{tração}$ ” calculado com fator proposto.

Protótipo	Armadura	Diâmetro	$P_{rup. experimental}$	$Z_{tração}$
		cm	kN	kN
CP 2-3	sem armadura	19,2	404,00	98,48
CP 2-2	sem armadura	19,25	378,90	92,51
CP 2-1	sem armadura	19,25	398,60	97,32
CP 4-2	circular	19,25	499,2	121,88
CP 3-3	circular	19,2	509,9	124,29
CP 4-1	circular	19,2	498,5	121,51
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	449,1	109,83
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	446,3	108,79
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	407,7	99,54
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	455,7	110,89
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	448,6	108,98
CP 4-3	helicoidal	19,3	482,2	117,93
CP 3-2	helicoidal	19,2	423,2	103,16
CP 3-1	helicoidal	19,15	451,4	109,84

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Tabela 20 – Força P resistida estimada de cálculo e de ruptura, somando concreto e aço.

Protótipo	Armadura	Diâmetro	P_d	P_{rup.} estimado
		cm	kN	kN
CP 2-3	sem armadura	19,2	275,06	385,08
CP 2-2	sem armadura	19,25	276,04	386,45
CP 2-1	sem armadura	19,25	282,06	394,89
CP 4-2	circular	19,25	549,73	742,95
CP 3-3	circular	19,2	549,09	742,02
CP 4-1	circular	19,2	549,09	742,02
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	548,05	740,65
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	546,79	738,79
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	547,42	739,72
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	532,21	718,34
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	531,65	717,51
CP 4-3	helicoidal	19,3	548,05	740,65
CP 3-2	helicoidal	19,2	526,78	710,78
CP 3-1	helicoidal	19,15	526,23	709,96

Fonte: Arquivo do autor (2015)

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios e as comparações pertinentes para o estudo.

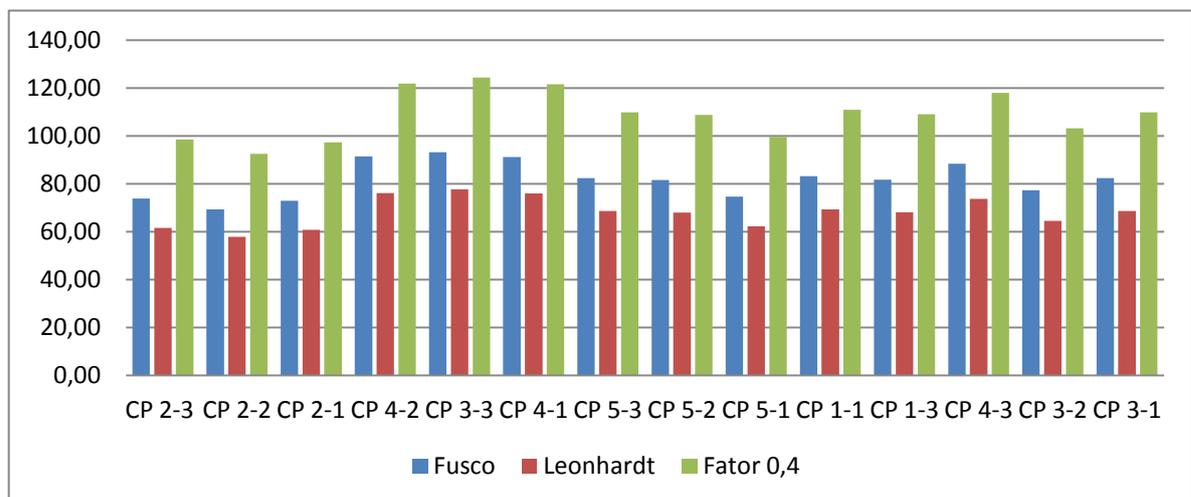
A tabela 21 e o gráfico 6 trazem uma comparação entre as forças transversais de fendilhamento encontradas pelo modelo de Fusco (1995), Leonhardt (1977) e pelo modelo proposto nesta pesquisa, que traz uma alteração no fator de transferência de carga.

Tabela 21 – Valor do esforço transversal de fendilhamento comparado entre os três modelos.

Protótipo	Z _{tração} (kN)		
	Fusco	Leonhardt	Proposto
CP 2-3	73,86	61,55	98,48
CP 2-2	69,38	57,82	92,51
CP 2-1	72,99	60,83	97,32
CP 4-2	91,41	76,18	121,88
CP 3-3	93,22	77,68	124,29
CP 4-1	91,13	75,94	121,51
CP 5-3	82,37	68,64	109,83
CP 5-2	81,59	67,99	108,79
CP 5-1	74,66	62,21	99,54
CP 1-1	83,17	69,31	110,89
CP 1-3	81,73	68,11	108,98
CP 4-3	88,44	73,70	117,93
CP 3-2	77,37	64,47	103,16
CP 3-1	82,38	68,65	109,84

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 6 – Comparação entre os esforços transversais de fendilhamento.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

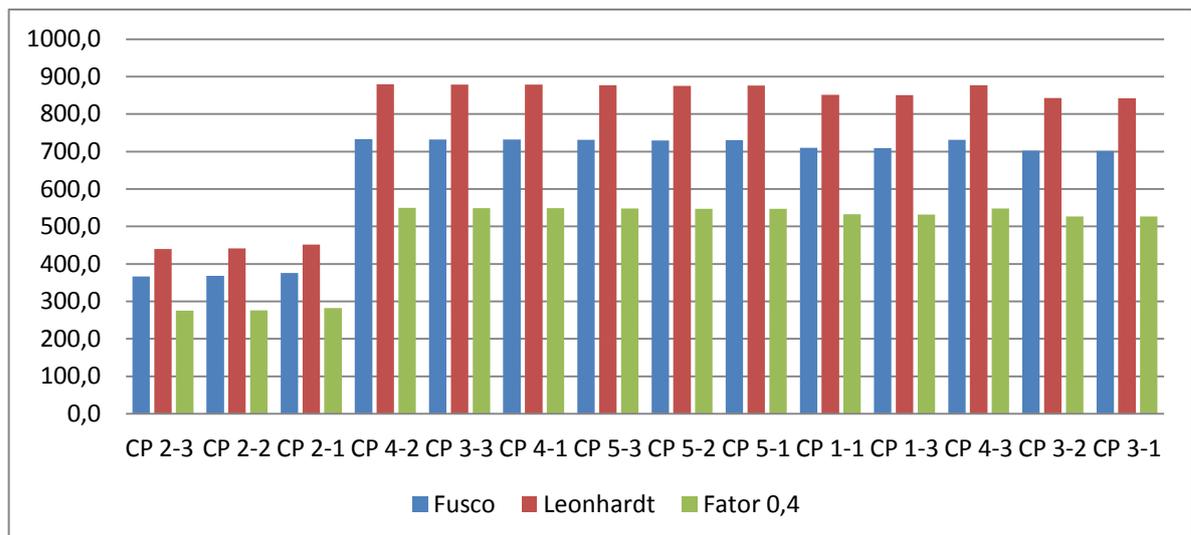
Na tabela 22 e no gráfico 7, é possível observar as cargas P_d de compressão que seriam resistidas, de acordo com cada modelo de cálculo. Levando em consideração a utilização do aço e sua capacidade resistente, somada com a do concreto.

Tabela 22 – Comparação dos valores da força resistida de cálculo “ P_d ”.

P_d (kN)			
Protótipo	Fusco	Leonhardt	Proposto
CP 2-3	366,7	440,1	275,1
CP 2-2	368,0	441,7	276,0
CP 2-1	376,1	451,3	282,1
CP 4-2	733,0	879,6	549,7
CP 3-3	732,1	878,5	549,1
CP 4-1	732,1	878,5	549,1
CP 5-3	730,7	876,9	548,1
CP 5-2	729,1	874,9	546,8
CP 5-1	729,9	875,9	547,4
CP 1-1	709,6	851,5	532,2
CP 1-3	708,9	850,6	531,6
CP 4-3	730,7	876,9	548,1
CP 3-2	702,4	842,8	526,8
CP 3-1	701,6	842,0	526,2

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 7 – Comparação entre as forças resistidas de cálculo P_d .



Fonte: Arquivo do autor (2015)

As cargas P_k de compressão que seriam resistidas, estão comparadas na tabela 23 e no gráfico 8. Nesta parcela dos resultados, podemos incluir os resultados das cargas de ruptura obtidas na análise experimental dos protótipos.

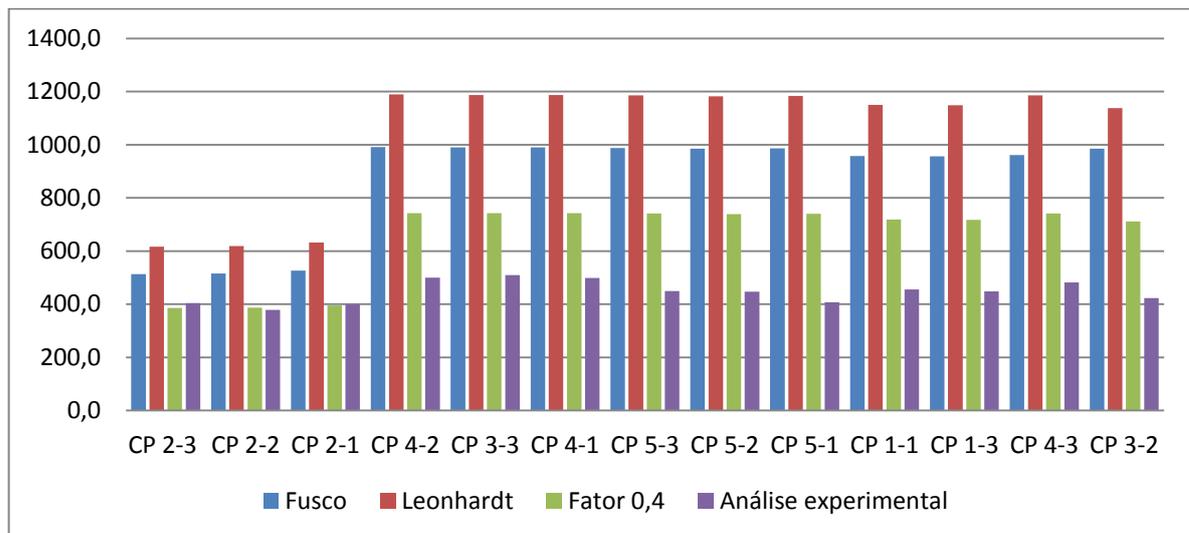
Tabela 23 – Comparação dos valores da força de ruptura estimada “ $P_{rup. estimado}$ ” com a porcentagem de erro de cada modelo em relação à análise experimental.

$P_{rup. estimado}$ (kN)							
Protótipo	Fusco	%	Leonhardt	%	Proposto	%	Experimental
CP 2-3*	513,45	27,1%	616,14	52,5%	385,08	-4,7%	404
CP 2-2*	515,27	36,0%	618,32	63,2%	386,45	2,0%	378,9
CP 2-1*	526,51	32,1%	631,82	58,5%	394,89	-0,9%	398,6
CP 4-2	990,60	98,4%	1188,72	138,1%	742,95	48,8%	499,2
CP 3-3	989,36	94,0%	1187,23	132,8%	742,02	45,5%	509,9
CP 4-1	989,36	98,5%	1187,23	138,2%	742,02	48,8%	498,5
CP 5-3	987,53	119,9%	1185,04	163,9%	740,65	64,9%	449,1
CP 5-2	985,06	120,7%	1182,07	164,9%	738,79	65,5%	446,3
CP 5-1	986,29	141,9%	1183,55	190,3%	739,72	81,4%	407,7
CP 1-1	957,79	110,2%	1149,35	152,2%	718,34	57,6%	455,7
CP 1-3	956,67	113,3%	1148,01	155,9%	717,51	59,9%	448,6
CP 4-3	961,20	99,3%	1185,04	145,8%	740,65	53,6%	482,2
CP 3-2	985,06	132,8%	1137,25	168,7%	710,78	68,0%	423,2
CP 3-1	946,62	109,7%	1135,94	151,6%	709,96	57,3%	451,4
Sem aço	média	31,7%		58,1%		-1,2%	
	desvio pad.	0,045		0,054		0,0335	
Com aço	média	113%		155%		59%	
	desvio pad.	0,152		0,167		0,104	

*Os protótipos CP 2-3, CP 2-2, CP 2-1 não contêm armaduras.

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Gráfico 8 – Comparação dos valores da força de ruptura estimada $P_{rup. estimado}$.



Fonte: Arquivo do autor (2015)

Na tabela 24, é apresentada uma análise entre os tipos de armadura de fretagem estudados nos protótipos. A mesma mostra as cargas verticais de ruptura de cada modelo e uma média suportada por cada, além de uma porcentagem comparando a capacidade de carga de cada modelo com os modelos de protótipos sem armadura.

Tabela 24 – Comparação entre os diferentes tipos de estribos e a capacidade resistente média de cada grupo, sendo todos comparados com os protótipos sem armadura.

Protótipo	Armadura	Diâmetro	P_{rup}	Média P_{rup}	%
		cm	kN		
CP 2-3	sem armadura	19,2	404,00	393,83	0%
CP 2-2	sem armadura	19,25	378,90		
CP 2-1	sem armadura	19,25	398,60		
CP 4-2	circular	19,25	499,2	502,53	28%
CP 3-3	circular	19,2	509,9		
CP 4-1	circular	19,2	498,5		
CP 5-3	poligonal L-20cm	19,3	449,1	434,37	10%
CP 5-2	poligonal L-20cm	19,2	446,3		
CP 5-1	poligonal L-20cm	19,25	407,7		
CP 1-1	poligonal L-40cm	19,15	455,7	452,15	15%
CP 1-3	poligonal L-40cm	19,1	448,6		
CP 4-3	helicoidal	19,3	482,2	452,27	15%
CP 3-2	helicoidal	19,2	423,2		
CP 3-1	helicoidal	19,15	451,4		

Fonte: Arquivo do autor (2015)

Nos protótipos com armadura poligonal L=40cm, foi excluído da análise o CP 1-2 como comentado anteriormente. Analisando a tabela, é possível notar que os protótipos em concreto armado tiveram pouca diferença na capacidade resistente quando comparados com os protótipos em concreto simples.

Os estribos circulares obtiveram um melhor desempenho dentre os diversos tipos de armadura de fretagem, porém tais protótipos são constituídos do concreto mais resistente da nossa análise, esse fato influencia diretamente a capacidade de carga dos mesmos. Com isso é possível analisar que a diferença não é significativa no desempenho do protótipo.

9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

9.1 Conclusões

Primeiramente conclui-se que o aprendizado e a experiência obtida com essa pesquisa, envolvendo uma análise teórica e experimental, são de fundamental importância na formação acadêmica em engenharia civil.

Com base nos estudos realizados, pode-se chegar a algumas conclusões em relação aos modelos propostos pelos autores para a obtenção da força transversal de tração, originada pelo carregamento vertical e também aos diferentes tipos de armadura de fretagem estudados.

Os modelos de estaca sem armadura foram ensaiados com o intuito de conhecer o comportamento dos esforços no concreto puro, sem a interferência de armaduras que pudessem absorver esforços. Baseado na resistência à tração do concreto calculada de acordo com a NBR 6118:2014, pode-se concluir que o fator proposto pelos autores nos modelos teóricos pode estar defasado.

Como evidenciado nos resultados e nas análises, o fator proposto pelos autores subestima a carga transversal de fendilhamento que é originada pelo carregamento vertical. O fator proposto apresenta resultados mais próximos dos experimentais, mostrando-se mais confiáveis e seguros para o dimensionamento deste tipo de elemento.

Quando comparadas as cargas P de cálculo que deveriam ser suportadas pelos protótipos com as cargas de ruptura, obtidas através da análise experimental, observa-se que as cargas de cálculo são muito maiores do que a carga com que os protótipos foram levados ao colapso, evidenciando o risco ao utilizar esses modelos de cálculo. Conclui-se que o fator deve ser corrigido, para que os projetistas pensem suas estruturas com segurança, baseado em modelos que levem a resultados de acordo com a realidade.

Entre as variações de estribo que foram estudadas, observa-se que o tipo de estribo não interfere significativamente na capacidade resistente da estaca. O estribo circular foi o que teve um melhor desempenho em relação aos outros. Porém a diferença de carga entre os outros modelos de armadura de fretagem não é muito significativa. Todos os protótipos utilizaram muito pouco da capacidade resistente da armadura de fretagem para absorver as cargas de transversais de tração originadas pelo carregamento vertical de compressão.

9.2 Sugestões para trabalhos futuros

Julgando esse assunto ser importante para a segurança no dimensionamento das estruturas, sugere-se um estudo específico para a obtenção do fator de transferência de carga correto. Fazendo mais protótipos sem armadura, com variação no f_{ck} do concreto constituinte para verificar alguma alteração neste quesito e também com ensaios de compressão diametral do concreto ou outro ensaio para determinação da resistência à tração do mesmo, fator importante nos modelos de cálculo.

Estudar outros modelos que considerem diferentemente a interferência do aço e do concreto na resistência do elemento, buscando-se conhecer o real comportamento do concreto armado perante esse tipo de carregamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

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

_____. NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

_____. NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

_____. NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. NBR 12655: Concreto de cimento portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

BUTTIGNOL, Thomaz Eduardo Teixeira; DE ALMEIDA, Luiz Carlos. Análise da resistência característica à compressão do concreto em blocos sobre três estacas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Vol. 6. 2013.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. Análise teórica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

DIN-1045 – Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausfuehrung. 1978.

FUSCO, Péricles Brasiliense. Técnica de armar as estruturas de concreto, 1994.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, Roger C. Tratado de concreto armado. Vol. 1. 2002.

GUILLOU, Rafael Araújo; DE ALMEIDA, Hevânio Duarte; BARBOZA, Aline da Silva Ramos. Aplicação do modelo de bielas e tirantes em blocos de concreto armado utilizados na transição entre pilares rotacionados a partir de análises numéricas. Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis, 2011.

LANGENDONK, T. Cálculo de concreto armado. Vol. 1-2. São Paulo, 1957

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. Construções de concreto, casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Vol. 2. 1977.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. Construções de concreto, casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Vol. 3. 1977.

MOLITERNO, Antonio. Caderno de Estruturas em Alvenaria e concreto simples, 1995.

MONTOYA, Pedro Jiménez; MESEGUER, Álvaro García; CABRÉ, Francisco Morán. Hormigón Armado, 14ª edición basada en la EHE ajustada AL código modelo y AL eurocódigo. Barcelona, 2001.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

ANEXOS

A seguir serão expostos anexos que contenham informações pertinentes para o trabalho, tais como os relatórios dos ensaios de compressão dos corpos de prova utilizado para caracterização do concreto. Os ensaios de tração utilizados para caracterização do aço utilizado nos protótipos das estacas. Além dos relatórios dos ensaios dos protótipos das estacas, trazendo informações como carga de ruptura, gráficos de tensão e deformação dos ensaios. Serão apresentados respectivamente, os relatórios dos protótipos das estacas, os relatórios dos corpos de prova de concreto e por fim os relatórios dos ensaios de tração do aço.