

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Débora Aline Grasel

ANÁLISE ESTRUTURAL DE BLOCO SOBRE ESTACA

Santa Cruz do Sul

2016

Débora Aline Grasel

ANÁLISE ESTRUTURAL DE BLOCO SOBRE ESTACA

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

Orientador: Prof. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2016

Débora Aline Grasel

ANÁLISE ESTRUTURAL DE BLOCO SOBRE ESTACA

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

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

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor examinador – UFSM

Prof. M.Sc Henrique Rupp
Professor examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul

2016

Dedico este trabalho aos meus pais, Aldor Grasel e Rosemeri Henn Kaefer, pessoas essas que tornaram possível esse momento, ao não medirem esforços e por sempre estarem presentes me incentivando em minha trajetória de vida.

AGRADECIMENTOS

Ao final desta etapa essencial é agradecer aos envolvidos, pessoas que de uma forma ou outra contribuíram para que este trabalho fosse concluído. Inicialmente agradecer a minha família, em especial aos meus pais, Aldor e Rosemeri, por entenderem as tantas vezes que deixei de ir pra casa para conseguir concluir meus trabalhos acadêmicos, pela compreensão, amparo, paciência e esforços não medidos em toda a minha jornada de vida, tornando a realização desse sonho possível.

Agradeço aos amigos que me apoiaram e ajudaram quando precisei. Destaco minha prima e amiga Alessandra Grasel, que nunca negou ajuda e que sempre o fez com muita boa vontade; meu irmão, Gustavo Grasel, pela paciência; e meu amigo Silvano, pelo apoio e amparo. Aos amigos e futuros colegas de profissão Edson Melo, Kim Fuchs, Maurício de Oliveira e Augusto Kist, meu sincero agradecimento por toda a ajuda nos processos de pesquisa e montagem dos protótipos.

Agradeço especialmente ao meu caríssimo professor orientador Christian Donin pela disposição em auxiliar no desenvolvimento deste trabalho, bem como os valiosos ensinamentos, tornando a realização da pesquisa possível.

Agradeço a todos os colegas e colaboradores da empresa CIGHA Construções e Participações pelos ensinamentos compartilhados e momentos vividos, especialmente aos engenheiros Ricardo Ferreira e Enio Immich Junior, arquiteto Henrique dos Santos, técnica em segurança do trabalho, Elaine Bergamo, assistentes de engenharia e colegas de cargo Cristina Bianchini e Eunice Cassabone, eletricitista Cristiano, assistente de RH Elis e ao mestre de obras e coordenador do canteiro de obras Atêmio Mallmann, pelo incentivo, apoio, auxílio de todas as formas e entendimento em diversos momentos em que me fiz ausente por motivos acadêmicos.

RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo analisar o modelo de cálculo para dimensionamento de blocos sobre estacas a partir do Método das Escoras e Tirantes (M.E.T.) ou Método das Bielas. Este consiste em admitir, no interior do bloco, uma treliça espacial na qual as barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras e barras comprimidas inclinadas (bielas), interceptam-se nos eixos das estacas e em um ponto do pilar. Foram dimensionados e ensaiados dois modelos de blocos, sendo que o primeiro visava analisar o rompimento da armadura e o segundo das bielas de compressão. Os blocos foram dimensionados para ensaio conforme os fatores de segurança indicados pelo método, obtendo-se a força resistente de cálculo. Porém, como forma de comparar com os valores reais de ruptura foi proposto um novo cálculo, este sem fatores de segurança para o aço e concreto e utilizando os valores reais de resistência desses materiais encontrados a partir de ensaio, chegando-se então a uma força estimada de ruptura. Foram confeccionados três protótipos de cada modelo a fim de obter a força experimental de ruptura. A partir da análise dos resultados dessas três forças (resistente de cálculo, estimada de ruptura e experimental de ruptura) pode-se concluir para o primeiro modelo que embora o concreto apresente maior resistência a compressão, ele também tem resistência a tração, efeito esse não considerado pelo modelo de cálculo, o tornando mais conservador e em prol da segurança das estruturas. A partir dos resultados do segundo modelo, verificou-se que o método de cálculo não está superestimado quanto a resistência ao cisalhamento, uma vez que a força estimada de ruptura ficou na mesma faixa de valores da força experimental de ruptura. Conclui-se também a partir deste modelo que grandes taxas de armadura de flexão não tornam o bloco mais resistente, pois se o concreto atingir o limite de resistência o bloco rompe por cisalhamento, desencadeando, em um caso prático e real, a fissuração do mesmo, permitindo a infiltração de água e acelerando a corrosão da armadura.

Palavras-chave: Método das Escoras e Tirantes (M.E.T.); Método das Bielas; Força resistente de cálculo; Força estimada de ruptura; Força experimental de ruptura.

ABSTRACT

The present work has the objective of analyzing the calculation model for scaffolding of blocks on piles from the Strut and Tie Method (S.T.M.) or Strut Method. This consists of admitting within the block a space truss in which the traversed bars, located in the median plane of the reinforcements and inclined compressed bars (rods), are intercepted in the axes of the piles and in a point of the pillar. Two block models were designed and tested, the first one was meant to analyze the rupture of the reinforcement and the second of the compression rods. They were designed for testing according to the safety factors indicated by the method, obtaining the calculation force. However, as a way to compare with the actual values of rupture a new calculation was proposed, this one without safety factors for the steel and concrete and using the actual values of resistance of these materials found from the test, arriving at a force Estimated rupture rate. Three prototypes of each model were made in order to obtain the experimental force of rupture. From the analysis of the results of these three forces (calculation strength, estimated rupture and experimental rupture) one can conclude for the first model that although concrete presents greater resistance to compression, it also has tensile strength, which effect is not considered by the calculation model, making it more conservative and for the leaning towards the safety of structures. From the results of the second model, it was verified that the calculation method is not overestimated with respect to the shear strength, since the estimated force of rupture was in the same range of values of the experimental force of rupture. It is also concluded from this model that high flexural reinforcement rates do not make the block more resistant, because if the concrete reaches the resistance limit, the block breaks by shearing, triggering, in a practical and real case, the cracking of the block , allowing the infiltration of water and accelerating the corrosion of the reinforcement.

Keywords: Strut and Tie Method (S.T.M.); Strut Method; Sturdy computing power; Estimated strength of rupture; Experimental rupture force.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição qualitativa das pressões no solo em fundações rígidas	26
Figura 2 – Distribuição qualitativa das pressões no solo em fundações flexíveis.....	26
Figura 3 – Blocos rígidos e flexíveis	31
Figura 4 – Modelo de treliça (A) espacial e (B) plana	36
Figura 5 – Detalhes construtivos da armadura de bloco sobre uma estaca	38
Figura 6 – Bloco sobre duas estacas ensaiado por Blévoet e Frémy.....	40
Figura 7 – Modelos de blocos sobre três estacas ensaiadas por Blévoet e Frémy (1967).....	41
Figura 8 – Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Blévoet e Frémy (1967)	43
Figura 9 – Tensões junto ao pilar e à estaca	44
Figura 10 – Blocos muito altos.....	46
Figura 11 – Blocos de menor altura.....	46
Figura 12 – Limites usuais das alturas dos blocos de fundação	48
Figura 13 – Determinação dos afastamentos máximos	49
Figura 14 – Blocos com duas estacas	50
Figura 15 – Blocos com três estacas.....	51
Figura 16 – Blocos com quatro estacas	52
Figura 17 – Regras usuais para determinação da geometria dos blocos	53
Figura 18 – Disposições construtivas	54
Figura 19 – Distância entre estacas de blocos contíguos.....	55
Figura 20 – Dimensões recomendadas para blocos.....	56
Figura 21 – Tensões nos planos horizontais do bloco	60
Figura 22 – Ampliação da seção resistente	62
Figura 23 – Resistência das bielas junto ao pilar	63
Figura 24 – Resistência das bielas junto às estacas	64
Figura 25 – Recomendações para dimensionamento de blocos com duas estacas.....	66
Figura 26 – Recomendações para dimensionamento de blocos com três estacas	67
Figura 27 – Recomendações para dimensionamento de blocos com quatro estacas.....	68
Figura 28 – Critérios de arranjo das armaduras.....	69
Figura 29 – Blocos de 3 ou 4 estacas.....	70
Figura 30 – Determinação das armaduras em duas camadas ortogonais	70
Figura 31 – Arranjo das armaduras sobre as estacas	71
Figura 32 – Ancoragem da armadura dos pilares	72

Figura 33 – Pilares com pequenas excentricidades	72
Figura 34 – Pilares com grande excentricidade	73
Figura 35 – Uma estaca com reação nula	74
Figura 36 – Uma estaca com reação negativa	74
Figura 37 – Desenvolvimento dos esforços em um bloco simples para um pilar sobre duas estacas e armadura correspondente	75
Figura 38 – Detalhamento de bloco sobre duas estacas	76
Figura 39 – Sugestão para detalhamento de armadura de bloco genérico com duas estacas ...	76
Figura 40 – Excentricidade por falha de locação ou cravação	78
Figura 41 – Detalhe das armaduras de bloco sobre duas estacas	79
Figura 42 – Decomposição da força da armadura nas laterais	83
Figura 43 – Disposição de armaduras em blocos sobre três estacas	83
Figura 44 – Decomposição da força de tração nas laterais.....	84
Figura 45 – Ancoragem da armadura principal junto à estaca	86
Figura 46 – Bielãs: (A) situação idealizada e (B) situação real.....	87
Figura 47 – Armadura de levantamento segundo Leonhardt e Monnig (1978)	88
Figura 48 – Largura fictícia	89
Figura 49 – Consolo no bloco para ancoragem reta	90
Figura 50 – Dimensões do bloco	100
Figura 51 – Detalhamento da armadura modelo 1 – planta e corte.....	104
Figura 52 – Detalhamento da armadura modelo 1	104
Figura 53 – Detalhamento da armadura modelo 2 – planta e corte.....	105
Figura 54 – Detalhamento da armadura modelo 2	105
Figura 55 – Projeto das formas.....	108
Figura 56 – Forma executada	109
Figura 57 – Armadura bloco modelo 1.....	110
Figura 58 – Armadura bloco modelo 2.....	110
Figura 59 – Slump Test	111
Figura 60 – Corpos-de-prova de concreto	111
Figura 61 – Adensamento.....	112
Figura 62 – Nivelamento	112
Figura 63 – Protótipos do modelo 1 (esquerda) e 2 (direita) concretados.....	113
Figura 64 – Equipamento de ensaio Emic GR048	114
Figura 65 – Equipamento de ensaio Emic PC200CS	115

Figura 66 – Posicionamento dos blocos modelo 1	116
Figura 67 – Posicionamento dos blocos modelo 2	116
Figura 68 – Aplicação de carga sobre os blocos do modelo 1 - esquema	117
Figura 69 – Aplicação de carga sobre os blocos do modelo 2 – esquema frontal.....	118
Figura 70 – Aplicação de carga sobre os blocos do modelo 2 – esquema lateral	118
Figura 71 – Rompimento do protótipo 1 – modelo 1	121
Figura 72 – Rompimento do protótipo 2 – modelo 1	122
Figura 73 – Rompimento do protótipo 3 – modelo 1	123
Figura 74 – Rompimento do protótipo 1 – modelo 2	125
Figura 75 – Rompimento do protótipo 2 – modelo 2	126
Figura 76 – Rompimento do protótipo 3 – modelo 2	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Diâmetro de dobramento de pinos.....	33
Tabela 2 - Dimensões mínimas sugeridas para bloco de uma estaca	39
Tabela 3 - Diâmetros e espaçamento sugeridos para as barras da armadura.....	39
Tabela 4 – Carga máxima de serviço nas estacas para garantir a segurança do bloco (Kn)	65
Tabela 5 - Dimensões mínimas sugeridas para bloco de duas estacas	77
Tabela 6 - Diâmetros e espaçamento indicados para as barras.....	77
Tabela 7 - Valores de $\alpha \cdot \ell b$	85
Tabela 8 - Diâmetro de dobramento de pinos.....	86
Tabela 9- Relatório de ensaio - aço	107
Tabela 10- Forças resistentes.....	128
Tabela 11- Forças resistentes – modelo 1.....	129
Tabela 12- Forças resistentes – modelo 2.....	130

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 1 – modelo 1	122
Gráfico 2 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 2 – modelo 1	123
Gráfico 3 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 3 – modelo 1	124
Gráfico 4 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 1 – modelo 2.....	125
Gráfico 5 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 2 – modelo 2.....	126
Gráfico 6 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 3 – modelo 2.....	128
Gráfico 7 - Forças resistentes – modelo 1	129
Gráfico 8 - Forças resistentes - modelo 2.....	131

SIGLAS E ABREVIACÕES

A_{biela}^P - Área da biela na base do pilar.

A_{estaca} - Área da seção transversal da estaca.

A_{pilar} - Área do pilar

$A_{s,lat.}$ - Armadura lateral

F_b - Força atuante na biela

P_i – Carga vertical que ocorre na estaca i ;

$f_{ct,m}$ -Resistência a tração média;

$f_{ctk,inf}$ – Resistência a tração inferior;

$f_{ctk,sup}$ -Resistência a tração superior;

n_E - Número de estacas

r_i – Distância do centro da estaca até o eixo de giro do bloco (neste caso eixo y).

γ_c - Coeficiente de compressão

γ_n - Coeficiente de ajustamento

$\sigma_{c,biela,p}$ - Tensão normal da biela junto ao pilar.

$\sigma_{c,lim}$ - Tensão de compressão limite

l_{bo} - Comprimento básico de ancoragem.

$\alpha\sigma_{CRd}$ - Tensões resistentes a compressão

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

A_{ce} - Área comprimida da biela junto à estaca.

A_{cp} - Área comprimida junto ao pilar

A_p - Comprimento do pilar

A_s - Área de aço

A_{susp} - Armadura de suspensão

B - Dimensão do bloco em determinada direção

B_p - dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco

b_w – Largura

CA – Concreto Armado

$C_{máx}$ - Afastamento máximo das estacas.

d - Altura útil

d' - Distância

E_c - Módulo de elasticidade do concreto

Eci - Módulo de deformação tangente inicial
Ecs - Módulo de elasticidade secante
ELU - Estado de limite último
Es - Módulo de elasticidade do concreto
Fcd - Resistência de cálculo do concreto à compressão
Fck - Resistência característica do concreto à compressão
Fck- Resistência Característica do Concreto à Compressão
Fct - Resistência à tração direta do concreto
Ft- Níveis de tração
h - altura do bloco
h - Altura total
h- Altura do bloco
I – Vão entre os eixos das estacas
kN- Carga nominal
l - Espaçamento entre as estacas
m - Metros
M - Momento fletor
M.E.T.- Método das Escoras e Tirantes
m² - Metros quadrados
Md - Momento fletor solicitante de cálculo
Mmáx - Momento máximo
MPa - Mega Pascal – medida de resistência - 10⁶ N/m²
MRd - Momento fletor resistente de cálculo
N – força normal
NBR- Norma Brasileira Regulamentadora
Ns- Esforços axial de compressão transmitidas ao pilar
Nsd - Esforços axial de compressão transmitidas ao pilar
n – número de estacas existentes no bloco;
Ps- Pressão no solo
Rg- Capacidade de carga do grupo de estacas
Ri- Capacidade de carga do elemento isolado de fundação
UNISC - Universidade de Santa Cruz do Sul
x - Altura (profundidade) da linha neutra
y - Altura da linha neutra convencional

η - Eficiência

θ - Inclinação da biela.

α - ângulo de inclinação das bielas.

φ - Diâmetro da estaca

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	Área e delimitação do tema	20
1.2	Justificativa.....	21
1.3	Objetivos.....	21
1.3.1	Objetivo Geral	21
1.3.2	Objetivos específicos	21
1.4	Organização do trabalho	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1.	Fundações	23
2.1.1	Efeito grupo	27
2.1.2	Interação solo-estrutura	29
2.2	Blocos	29
2.2.1	Blocos rígidos	31
2.2.2	Blocos flexíveis	32
2.2.3	Blocos sobre estacas	32
2.3	Funcionamento estrutural	34
2.3.1	Fundamentos.....	34
2.3.1.1	Método das bielas e tirantes.....	35
2.3.1.1.1	Funcionamento estrutural básico do modelo de biela-tirante.....	37
2.3.1.1.2	Bloco sobre uma estaca	37
2.3.1.1.2.1	Ensaio realizado por Blévyot e Frémy (1967).....	39
2.3.1.1.3	Blocos sobre duas estacas.....	39
2.3.1.1.4	Blocos sobre três estacas	40
2.3.1.1.5	Blocos sobre quatro estacas	42
2.4	Parâmetros para dimensionamento estrutural.....	44
2.4.1	Recomendações e considerações sobre a limitação de $40^\circ < \theta < 60^\circ$	45
2.5	Geometria e concepção.....	47
2.5.1	Altura.....	47
2.5.2	Inclinação e afastamentos máximos	48
2.5.3	Regras usuais para a geometria dos blocos	53
2.5.4	Distância entre estacas.....	54
2.6	Dimensionamento.....	56

2.6.1	Bloco sobre duas estacas	57
2.6.1.1	Verificação das bielas de compressão	57
2.6.1.1.1	Tensão nas bielas na base do pilar (ponto A)	58
2.6.1.1.2	Tensão nas bielas junto à estaca (ponto B)	58
2.6.1.1.3	Verificação das tensões	59
2.6.1.1.4	Cálculo da armadura principal de tração	59
2.6.1.1.5	Recomendações para o dimensionamento	65
2.7	Detalhamento de armadura	69
2.7.1	Ancoragens das armaduras dos pilares	71
2.7.2	Blocos sobre duas estacas	75
2.7.2.1	Armaduras complementares	77
2.7.2.1.1	Armadura de pele (lateral ou “costela”)	77
2.7.2.1.2	Armadura de arranque dos pilares	78
2.7.3	Blocos rígidos sobre mais de duas estacas	79
2.7.3.1	Blocos sobre três estacas	82
2.7.3.2	Blocos sobre quatro estacas	84
2.7.4	Armaduras complementares	87
2.7.5	Armadura complementar em malha	87
2.7.6	Armadura de suspensão	87
2.7.7	Armadura de pele (armadura lateral)	89
2.8	Considerações normativas	90
2.8.1	NBR 6118 (2014)	90
2.8.1.1	Classificação	91
2.8.1.2	Modelo de cálculo	91
2.8.1.3	Detalhamento da armadura de flexão de blocos rígidos	91
2.8.1.4	Detalhamento da armadura de distribuição de blocos rígidos	92
2.8.1.5	Detalhamento da armadura de suspensão de blocos rígidos	92
2.8.1.6	Detalhamento da armadura de arranque de pilares	92
2.8.1.7	Armadura lateral e superior	92
2.8.2	Blocos de fundação	92
2.8.3	NBR 6122 (2010)	93
2.9	Pesquisas existentes	93
3	METODOLOGIA	98
3.1	Definição dos protótipos	98
3.1.1	Parâmetros de resistência	98

3.1.2	Dimensionamento	98
3.1.2.1	Condicionantes – Modelo 1	98
3.1.2.1.1	Determinação das dimensões.....	99
3.1.2.1.1.1	Determinação da largura do bloco.....	99
3.1.2.1.1.2	Determinação da altura do bloco	99
3.1.2.1.1.3	Ângulo de inclinação das bielas	100
3.1.2.1.2	Cálculo das armaduras.....	100
3.1.2.1.2.1	Armaduras principais de tração	101
3.1.2.1.2.2	Armaduras complementares	101
3.1.2.1.2.2.1	Armadura de pele.....	101
3.1.2.1.2.2.2	Armadura de suspensão	102
3.1.2.1.3	Verificação do cisalhamento por força cortante	102
3.1.2.2	Modelo 2.....	103
3.1.2.2.1	Armaduras principais de tração	103
3.1.2.2.2	Verificação do cisalhamento por força cortante	103
3.1.3	Detalhamento da armadura dos protótipos	103
3.2	Materiais	105
3.2.1	Concreto	106
3.2.1.1	Caracterização dos materiais	106
3.2.1.2	Ensaio de compressão em CP's de concreto	106
3.2.2	Aço	107
3.3	Confecção dos corpos de prova de blocos.....	107
3.3.1	Formas	108
3.3.2	Armadura.....	109
3.3.3	Concretagem.....	110
3.4	Análise experimental	113
3.4.1	Mecanismos e equipamentos de ensaio.....	113
3.4.1.1	Procedimentos para a realização dos ensaios	115
3.5	Análise teórica	119
3.5.1	Modelo 1.....	119
3.5.1.1	Armaduras principais de tração	119
3.5.1.2	Verificação do cisalhamento por força cortante	120
3.5.2	Modelo 2.....	120
3.5.2.1	Armaduras principais de tração	120
3.5.2.2	Verificação do cisalhamento por força cortante	120

4	RESULTADOS	121
4.1	Experimentais	121
4.1.1	Blocos modelo 1	121
4.1.1.1	Protótipo 1	121
4.1.1.2	Protótipo 2	122
4.1.1.3	Protótipo 3	123
4.1.2	Blocos modelo 2	124
4.1.2.1	Protótipo 1	124
4.1.2.2	Protótipo 2	125
4.1.2.3	Protótipo 3	127
4.2	Teóricos	128
5	ANÁLISE DE RESULTADOS	129
5.1	Modelo 1	129
5.2	Modelo 2	130
6	CONCLUSÃO	132
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134

1 INTRODUÇÃO

Sendo o estudo das fundações uma das etapas mais complexos na elaboração do projeto de uma edificação, faz-se de igual importância a escolha do tipo adequado da mesma, atentando especialmente as características do solo, como sua deformabilidade e resistência, além de que essa escolha deve ser compatível com características da superestrutura, tais como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes.

As fundações podem ser superficiais ou profundas, sendo como exemplo das primeiras as sapatas e radiers (placas de fundação) e das profundas, as estacas. A escolha do tipo adequado de fundação remete a obra segurança e economia, da mesma forma como um dimensionamento errôneo traz gastos desnecessários e implica na redução da segurança.

O trabalho a ser redigido apresenta os modelos de cálculo de bloco sobre estacas. A forma dos blocos é determinada de acordo com o espaçamento entre as estacas, podendo estes ser de diversas geometrias, como retângulos, triângulos, quadrados, etc, e estando apoiados sobre uma ou mais estacas.

Nos blocos se formam bielas de compressão de forma a distribuir as cargas provenientes dos pilares para as estacas. As componentes horizontais dessas bielas devem ser absorvidas por tirantes armados.

A NBR 6118 (2014) classifica os blocos como rígidos e flexíveis, propõe modelos de cálculo para estes, mas não apresenta modelos de verificação e dimensionamento de blocos sobre estacas.

É importante dominar e conhecer o comportamento real dos blocos e estacas, bem como do conjunto pilar-bloco-estacas, pois após sua construção a análise visual torna-se de grande dificuldade por se tratar de estrutura enterrada.

1.1 Área e delimitação do tema

Na busca de aprimorar os conhecimentos da interação solo-estrutura, a partir de blocos sobre estacas, o presente trabalho objetiva analisar os modelos de cálculo para este conjunto e ensaiar protótipos a fim de verificar a confiabilidade do método.

1.2 Justificativa

Visto o aumento do porte das obras, tornou-se ainda mais frequente a utilização de blocos sobre estacas como elemento de fundação. Portanto, um maior conhecimento sobre esse sistema garante um projeto com maior segurança e economia.

1.3 Objetivos

A seguir os objetivos do trabalho estão subdivididos em Objetivos Gerais e Específicos.

1.3.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral contribuir com os estudos de blocos sobre estacas, através da análise dos modelos de cálculos e comparativos entre os resultados teóricos e experimentais.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estudar e analisar o Método das Escoras e Tirantes (M.E.T.) ou Método das Bielas como modelo de cálculo de blocos sobre estacas;
- Aplicar o modelo teórico para se obter as forças de cálculo e estimadas de ruptura;
- Realizar ensaios experimentais para encontrar valores reais de força de ruptura;
- Comparar resultados teóricos e experimentais, para então poder chegar as conclusões a respeito do conservadorismo ou não do modelo de cálculo.

1.4 Organização do trabalho

O presente trabalho apresenta os seguintes capítulos:

- **Capítulo 2**

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre o assunto. Nele são abordados primeiramente tópicos introdutórios sobre estacas e blocos, sendo posteriormente apresentado

o conjunto bloco sobre estacas. Neste capítulo também são apresentados os modelos de cálculo, as considerações normativas e as pesquisas que já foram realizadas nesta área.

- **Capítulo 3**

Esse capítulo aborda a metodologia utilizada na elaboração do trabalho, sendo tratada com base na revisão bibliográfica, partindo então para os ensaios experimentais. Nesta etapa são detalhados os materiais utilizados na confecção do modelo, bem como os controles tecnológicos destes. Posteriormente serão determinadas as forças resistentes a partir do modelo teórico de cálculo.

- **Capítulo 4**

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios experimentais, além dos cálculos teóricos.

- **Capítulo 5**

No capítulo 5 é feita a análise dos resultados, sendo comparados os valores teóricos e experimentais de cada modelo, encaminhando os dados para chegar a uma conclusão.

- **Capítulo 6**

Neste capítulo serão abordadas as conclusões a que se pode chegar a partir do desenvolvimento do presente trabalho, especialmente da análise dos resultados teóricos e experimentais, de forma que se possa apoiar ou contestar o modelo de cálculo mais utilizado para dimensionamento de blocos sobre estacas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para um melhor entendimento do tema, faz-se necessário a abordagem de alguns assuntos em específico, podendo-se assim tratar de definições importantes.

2.1 Fundações

O projeto de fundações envolve uma das etapas mais complexas para o dimensionamento de estruturas. Este envolve estudos relativos as características do solo, como sua deformabilidade e resistência, além de que a fundação deve ser compatível com características da superestrutura, como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes.

Para Araújo (2014), uma boa fundação deve se situar a uma profundidade adequada, a fim de se evitar avarias geradas por escavações nas suas imediações; ser segura contra a ruptura do solo, e; seus recalques (especialmente os diferenciais) devem ser compatíveis com a capacidade de acomodação da estrutura. Segundo Velloso e Lopes (1998), os requisitos básicos que um projeto de fundações deve atender são: deformações aceitáveis sob as condições de trabalho; segurança adequada ao colapso do solo de fundação (estabilidade externa) e dos elementos estruturais (estabilidade interna).

De acordo com Leonhardt (2007), as dimensões das fundações dependem da qualidade do solo, até uma profundidade de pelo menos 3 vezes maior a dimensão da fundação e dos recalques que a estrutura pode tolerar. Deve-se evitar a ocorrência de recalques diferenciais, escolhendo de maneira adequada a relação entre a área de fundação e a pressão no terreno e levando em conta a superposição das pressões de fundações muito próximas, que se propagam no solo.

De maneira geral as fundações, como qualquer estrutura, estão submetidas a um conjunto de forças verticais, horizontais e momentos. Entretanto, em obras usuais de pequeno porte é possível desprezar os esforços de forças horizontais e os momentos, e considerar apenas as forças verticais, que são de maneira geral, as ações predominantes na fundação. O esforço horizontal, quando de pequena intensidade, pode ser absorvido pelo próprio solo no entorno do bloco através de um empuxo passivo reagindo contra o bloco.

No caso de momento atuante no edifício, há a possibilidade de ele ser equilibrado (absorvido) pela alteração das forças normais N_1 e N_2 nos pilares (e assim da fundação), que podem sofrer acréscimo ou decréscimo em função da intensidade e direção do momento. Considera-se, portanto, que os pilares estão rotulados no ponto de encontro com os blocos.

As fundações são classificadas em dois grupos: superficiais e profundas, sendo a segunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno. A partir da determinação de que os mecanismos de ruptura de base atingem até 2 vezes a sua menor dimensão acima da mesma, a NBR 6122 (2010) estabeleceu que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de 2 vezes sua menor dimensão e a pelo menos 3 metros de profundidade.

Quanto aos tipos de fundações superficiais, podem ser citados: sapata (elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração); viga de fundação (recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal tipo bloco (sem armadura transversal), chamadas de baldrames, ou tipo sapata, com armadura); grelha (constituída por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares); sapata associada (recebe parte dos pilares da obra, sendo que estes não são alinhados); radier (recebe todos os pilares da obra); bloco (elemento de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura).

Já entre as profundas, tem-se: estacas (elemento de fundação executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, sendo que esta pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação); tubulão (elemento de forma cilíndrica em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a descida de operário); e caixão (elemento de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna).

Araújo (2014) recomenda que quando o terreno apresenta já na sua superfície resistência satisfatória para as cargas da estrutura e é homogêneo para evitar recalques, podem ser empregadas as sapatas. As placas de fundação são empregadas quando o solo é menos resistente ou menos homogêneo ou para estruturas mais pesadas e com menor capacidade de acomodação. As placas permitem aumentar a área de contato com o solo e reduzir recalques. Este tipo de fundação também pode ser adotado quando esta se situar abaixo do nível do lençol freático, a fim de que suporte a subpressão.

Carvalho (2009) indica que a utilização de estacas ou tubulões como elementos de fundação dá-se quando o terreno tem resistência adequada em camadas mais profundas, quando existe grande quantidade de água no mesmo ou quando existe a necessidade de resistir a ações horizontais nos pilares, além de dimensionar os blocos para esses esforços é preciso também fazê-lo para o conjunto de estacas ou tubulão.

As estacas e tubulões são elementos de fundação profundos, ou seja, transmitem as ações das edificações em certa profundidade em virtude do solo superficial ter baixa resistência;

quando submetidos a um conjunto de ações em que só as verticais são de grande intensidade não precisam ser armados.

A distinção entre estacas e tubulões se dá, segundo alguns autores, no fato de que nos tubulões há intervenção manual, ou seja, em algum momento há a descida de um operário, seja para escavar o corpo (fuste) do tubulão ou para executar a base alargada do mesmo.

De uma maneira simples considera-se, em princípio, que as estacas transmitam ações para o solo segundo a sua superfície lateral e também através da sua ponta, e no caso dos tubulões admite-se, a favor da segurança, que apenas a base tenha capacidade de transmitir esforços para o solo.

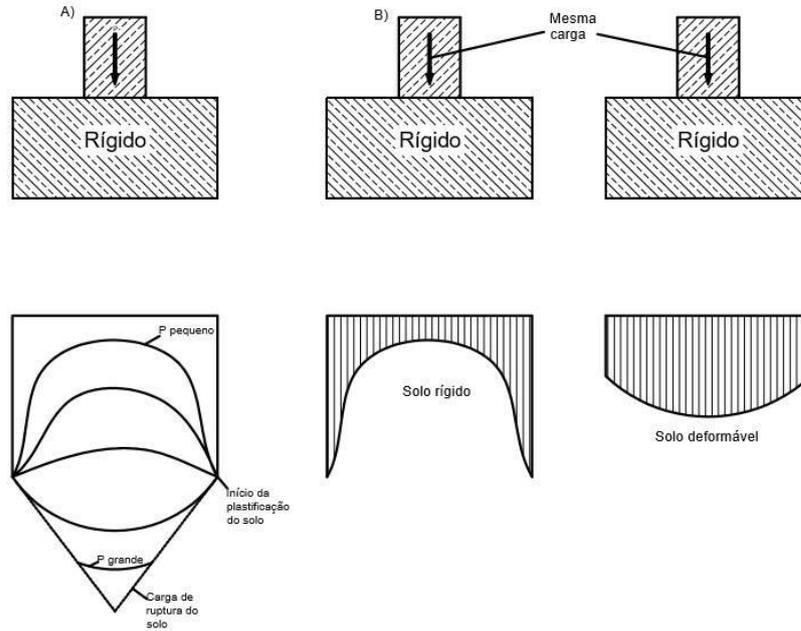
Segundo Guerrin (2002), as estacas de fundação em concreto armado podem ser moldadas no solo ou pré-moldadas e cravadas. As estacas cravadas são sempre em concreto armado, e as estacas moldadas no solo podem ser executadas não-armadas, sendo preciso prever-se, pelo menos, uma pequena armadura.

As fundações também podem ser mistas, como é o caso das sapatas sobre estacas, radiers estaqueados e dos blocos sobre estacas. A escolha do tipo de fundação depende de algumas características da obra e deve ser feita com base no menor custo e menor prazo de execução.

No cálculo de fundações de grandes dimensões, deve-se determinar a distribuição de pressões no solo de tal modo que as deformações da fundação em cada ponto coincidam com o recalque do solo. Os processos de cálculo aproximados baseiam-se no processo de coeficiente de recalque ou no processo do coeficiente de rigidez. Deve-se dar preferência a esse último, pois considera o comportamento do solo quanto a recalques de forma mais exata.

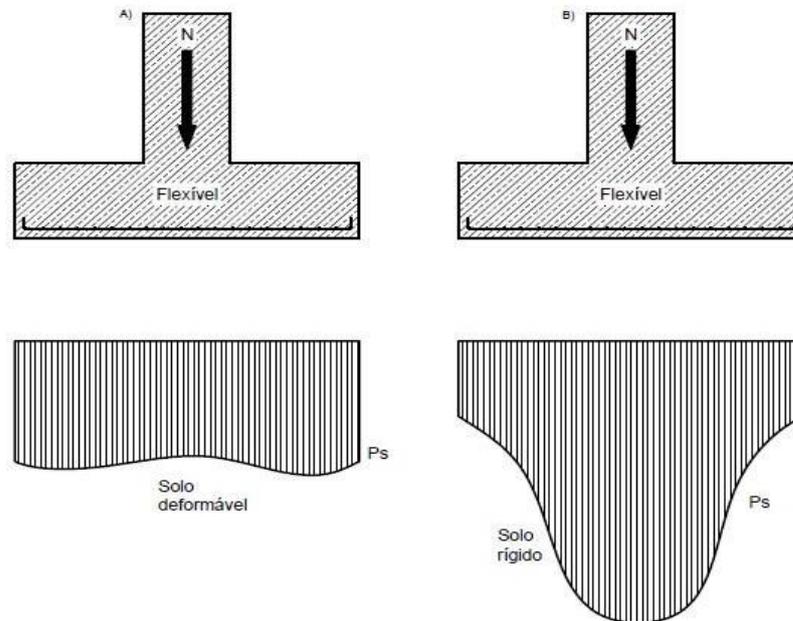
Segundo Leonhardt (2007), a distribuição da pressão no solo em baixo de fundações rígidas não é uniforme. A figura 1 mostra a variação do diagrama de pressões no solo, em função da intensidade da carga, válida para qualquer solo. Para as pressões admitidas usualmente em solos para cargas de serviço, surgem os diagramas representados na figura 2, para solos rígidos e deformáveis. Portanto, para o dimensionamento, dada uma determinada carga de ruptura exigida, a hipótese de uma pressão no solo P_s uniforme distribuída é suficiente.

Figura 1 - Distribuição qualitativa das pressões no solo em fundações rígidas



Fonte: Leonhardt (2007).

Figura 2 – Distribuição qualitativa das pressões no solo em fundações flexíveis



Fonte: Leonhardt (2007).

Quando se dispõe de bastante altura para as fundações e o solo apresenta, uniformemente, boa resistência, as fundações podem ser executadas como corridas ou sob a forma de blocos em concreto simples. Para as sapatas armadas, deve-se executar, em primeiro lugar, uma camada

de concreto simples de qualidade aproximadamente igual a do Bn 150, com espessura de 8 a 12cm, a qual constitui uma base limpa e plana para a colocação ou montagem da armadura e da forma.

Leonhardt (2007) recomenda que no caso de as fundações se situarem na região do solo onde existir água, é necessário verificar se esta é agressiva. Conforme o grau de agressividade, o teor de cimento a adotar deve ser elevado, a abertura de fissuras deve ser limitada a 0,1 a 0,2mm e o cobrimento aumentado. Em casos extremos, pode-se fazer uso de protensão para evitar fissuras. No caso de águas muito agressivas, pressão de água elevada ou quando a utilização for sensível a umidade, Leonhardt (2007) recomenda a execução de revestimentos de vedação.

2.1.1 Efeito grupo

A maioria das fundações por estacas emprega grupos, geralmente de 2 a 9 estacas que são interligadas por um bloco de coroamento, sendo este de concreto armado. Conforme Velloso (2010), os grupos são uma decorrência de cargas elevadas nos pilares em relação a carga de trabalho das estacas disponíveis ou de esforços nas fundações, tais que a utilização de um grupo de estacas inclinadas ou em cavaletes oferece uma melhor maneira de absorver os esforços.

Para Cintra (2010), a eficiência do grupo depende da forma e do tamanho do grupo, do espaçamento entre as estacas e do tipo de solo e de estaca. De acordo com as formulas de eficiência empregadas na época, antigamente se considerava que a eficiência do grupo de estacas podia ser menor do que a unidade. A partir da realização de ensaios em grupos, constatou-se que a eficiência geralmente é igual ou superior à unidade. A eficiência resulta em torno da unidade quando as estacas são de qualquer tipo em argila ou quando se trata de estacas escavadas em qualquer tipo de solo. Eficiências superiores são obtidas para estacas cravadas em areia, especialmente areia fofa.

Quando as estacas estão relativamente distantes num grupo, Velloso (2010) indica que o modo de transferência de carga não é afetado e o recalque do grupo pode ser estimado pela superposição de efeitos das várias estacas analisadas como isoladas (submetidas a uma carga equivalente à carga do grupo dividida pelo número de estacas). Quando o espaçamento é pequeno, as estacas têm seu modo de transferência afetado, sendo que as periféricas absorvem mais carga do que as internas.

Cintra (2010) quantifica o efeito grupo sobre a capacidade de carga dos elementos pela chamada eficiência do grupo (η), conforme equação 1:

$$\eta = Rg/(\sum Ri) \quad (1)$$

Onde na fórmula:

Rg: capacidade de carga do grupo de estacas;

Ri: capacidade de carga do elemento isolado de fundação.

Vesic (1975) *apud* Cintra (2010) indica que a resistência de ponto do grupo pode ser considerada a soma das resistências de ponta dos elementos isolados, mas que a resistência por atrito lateral do grupo, em areia, pode ser maior do que a soma dos valores de atrito lateral dos elementos isolados. Isso acontece devido a compactação causada pela cravação das estacas dentro de uma área pequena.

Não existem teorias ou fórmulas que estimem a capacidade de carga do grupo, quanto menos sua eficiência. Porém através dos resultados experimentais existentes pode-se comprovar valores de eficiência de grupo de estacas cravadas em areia de até 1,5 ou 1,7 (Vesic, 1967; Cintra e Albiero, 1989 *apud* Cintra, 2010), em grupos de até 9 estacas com espaçamento entre eixos de 2,5 vezes o diâmetro.

A prática corrente de projeto de fundações por estacas não leva em consideração possíveis benefícios de eficiência de grupo superior à unidade, pois contar com uma resistência aumentada devido ao efeito grupo acaba por aumentar também os recalques. Por isso calcula-se a capacidade de carga do elemento isolado, com hipótese de $\eta = 1$.

No caso de blocos sobre estacas também existe a contribuição do bloco, uma vez que uma parcela da carga total aplicada ao grupo é transmitida ao solo diretamente pelo bloco. Essa contribuição é de no máximo 20% (Chen, Xu e Wang, 1993; Senna Jr. e Cintra, 1994 *apud* Cintra, 2010), para o caso de estacas cravadas e escavadas, sendo que este valor costuma ser negligenciado em projetos.

Em relação aos grupos de estacas, tem-se que a distribuição de cargas pode não ser uniforme, pois as estacas centrais podem receber mais carga do que as dos cantos no caso de areias ou serem menos carregadas, se tratando de argila. Nas estacas cravadas em areia, tem-se a influência da sequência de cravação, pois as últimas estacas cravadas de um grupo recebem mais carga do que as anteriores.

Segundo Velloso (1998), para argila é costume proceder-se a considerações do tipo bloco de estacas, ou seja, considerar-se o grupo como sendo uma única estaca gigante com perímetro definido pela linha passando pelas estacas externas do grupo. A capacidade de carga desta é

comparada a soma das capacidades de carga das estacas consideradas isoladamente, adotando-se o menor entre esses dois valores.

2.1.2 Interação solo-estrutura

Para Velloso (1998), existem duas maneiras de se proceder para avaliar a interação solo estrutura, sendo a primeira considerando a rigidez da estrutura no cálculo de recalques e a outra projetar a fundação para recalques iguais de todos os pilares e recalques diferenciais teóricos nulos.

Importantes contribuições sobre o tema foram feitas em todo o mundo, dentre as quais quando conclui-se que os primeiros pavimentos são os que mais contribuem para a uniformização dos recalques. Décourt (1994, 1995) *apud* Velloso (1998) propõe que no projeto de fundações seja estabelecida a condição de recalques iguais para todos os pilares. Através de programas computacionais se leva em conta a influência das cargas de todos os pilares da obra nos cálculos dos recalques de cada um.

A variação da rigidez do solo pode ser considerada de forma não linear, estabelecendo-se sua lei de variação com o nível de deformação e/ou de tensão. Na prática impõe-se um determinado recalque para todos os pilares. Dos cálculos resultarão tensões aplicadas das mais diversas. Idealmente seria melhor o recalque, e não a tensão no solo, ser idêntica em todos os pilares.

Na prática é quase impossível conseguir-se efetivamente recalques diferenciais nulos, mas os valores resultantes serão sempre muito inferiores aos correspondentes a projetos conduzidos da forma convencional. Segundo essa nova conceituação, a contribuição da rigidez da estrutura na uniformização dos recalques é menos importante do que no caso de projetos da forma tradicional.

2.2 Blocos

Dentre os tipos usuais de estruturas de fundação, os blocos sobre estacas apresentam-se como uma boa alternativa. Segundo Carvalho (2009), blocos são elementos estruturais volumétricos, de transição, que transferem as cargas dos pilares para um conjunto de estacas ou tubulões, diferentemente das sapatas, que transferem as cargas diretamente para o solo, e são em si mesmas um tipo de fundação (fundação direta).

É oportuno destacar que as cargas sob os blocos são forças concentradas (reação das estacas). Não se considera nenhuma contribuição do solo como fundação direta, de modo que todas as cargas são recebidas diretamente pelas estacas. Desta forma, as tensões do solo, que nas sapatas dependem do tipo de solo, mas que geralmente se admitem como uniformemente distribuídas, não têm aqui qualquer influência no dimensionamento.

Depois de definida a fundação profunda, estacas ou tubulão, pode-se determinar a geometria do bloco a ser utilizado; no caso de estacas em forma de função da forma e dimensões do pilar e quantidade de estacas, e no caso de tubulão em função do tamanho da sua seção e também da forma e dimensões do pilar.

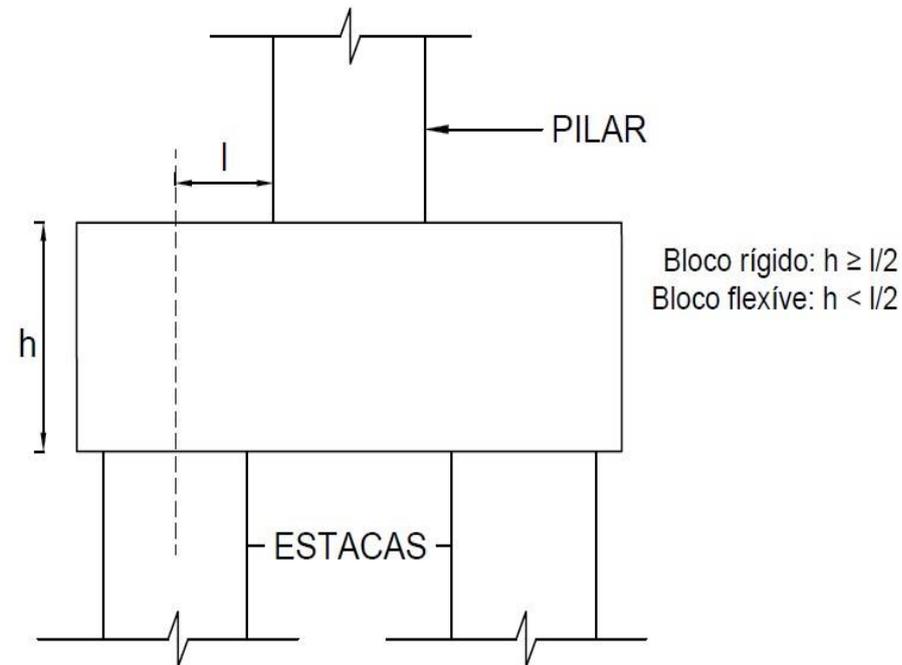
A taxa de armadura de um bloco depende muito do detalhamento das armaduras transversais construtivas que formam, junto com a armadura longitudinal principal, uma “gaiola”.

Em quase todos os trabalhos conhecidos, tem-se adotado dois modelos básicos para análise desse elemento estrutural (Ramos; Giongo, 2009 *apud* Campos, 2015): a análise teoria elástica linear compreendendo a analogia das bielas e tirantes e a teoria das vigas; a análise de ensaios experimentais de modelos.

O método das bielas-tirantes é um dos processos aproximados empregados com frequência no dimensionamento de blocos. Esse processo foi inspirado no trabalho de Lebelle (Lebelle, 1936 *apud* Blévoit e Frémy, 1967) proposto para o cálculo de sapatas diretas. Blévoit e Frémy (1967) realizaram uma série de ensaios de blocos cujos resultados são até hoje utilizados como modelos de cálculo e detalhes construtivos.

Araújo (2014) indica que a estrutura dos blocos é determinada pela disposição das estacas, podendo ser de formas geométricas diversas, como retangulares, quadrados e triangulares. Estes podem estar assentes em uma ou mais estacas e serem classificados em rígidos e flexíveis, conforme figura 3.

Figura 3 – Blocos rígidos e flexíveis



Fonte: Araújo (2014).

2.2.1 Blocos rígidos

Carvalho (2009) indica que com base na existência da extremidade do bloco à face do pilar, define-se como bloco rígido aquele em que sua altura h respeita a relação da equação 2:

$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \quad (2)$$

Em que (a) é a dimensão do bloco numa direção e a_0 a do pilar nessa mesma direção.

Para Campos (2015), os blocos são rígidos, de acordo com a equação 3, quando:

$$h \geq \frac{B - b_p}{3} \quad (3)$$

Sendo:

h = altura do bloco;

B = dimensão do bloco em determinada direção;

b_p = dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco.

Considerando ainda que as cargas aplicadas nos blocos sejam distribuídas diretamente as estacas, pode-se considerar que são rígidos os blocos, conforme equação 4, quando:

$$h \geq \frac{l - bp}{3} \quad (4)$$

Onde l é o vão entre eixos de estacas.

2.2.2 Blocos flexíveis

Sendo a Equação 5 abaixo:

$$h < \frac{a - a_0}{3} \quad (5)$$

Quando a condição desta não for satisfeita, o bloco é considerado flexível. Neste caso formam-se duas ou mais bielas de compressão para levar a carga do pilar para cada estaca e para o seu cálculo se aplica a teoria geral de flexão para placas e vigas.

Para Campos (2015) os mesmos são flexíveis quando satisfazem a seguinte equação 6:

$$h < \frac{l - bp}{3} \quad (6)$$

Onde l é o vão entre eixos de estacas.

2.2.3 Blocos sobre estacas

Para Velloso (2010), quando um grupo de estacas é solidarizado por um bloco de coroamento, este é chamado de estaqueamento, sendo seu respectivo cálculo nomeado cálculo de estaqueamento. Segundo Montoya (2000), um estaqueamento é uma fundação formada por uma sapata ou bloco que se apoia sobre um grupo de estacas ou colunas, que são introduzidas profundamente no terreno para transmitir sua carga a mesma.

As cargas aplicadas aos estaqueamentos são, em geral, constituídas por forças verticais e horizontais e por momentos. Os esforços na estaca são compressão, tração e momentos fletores e de torção. Quando a base do bloco de coroamento está em contato com um solo de qualidade, é possível considerar a contribuição do bloco na redução do recalque do grupo de estacas.

Os estaqueamentos são formados por estacas verticais e/ou inclinadas. Velloso (2010) afirma que projetar um estaqueamento consiste em determinar o número, a disposição, as inclinações das estacas de tal forma que, sob os diferentes carregamentos que podem solicitá-lo, as forças nas estacas estejam compreendidas entre suas cargas admissíveis à tração, compressão ou flexão composta. O projeto de estaqueamento compreende duas etapas: a concepção ou lançamento, em que o projetista se baseia em sua experiência, e o cálculo do

estaqueamento, em que o projetista, seguindo um determinado método, calcula os esforços que atuarão em cada estaca.

Carvalho (2009) indica que conhecido o esforço vertical no pilar é possível definir inicialmente a geometria em planta do bloco sobre as estacas. Para isso deve ser escolhido um tipo de estaca e, portanto, a carga nominal suportada por ela. Apenas como caráter informativo, apresenta-se na tabela 1 alguns tipos de estacas com as respectivas cargas nominais e algumas dimensões a empregar, inclusive as que devem ser usadas entre as estacas. No caso de solos constituídos por areias compactas ou rochas, são mais indicadas as estacas de aço.

Tabela 1- Diâmetro de dobramento de pinos

Tipo de estaca	Dimensão (cm)	Carga nominal (Kn)	Espaçamento e (cm)	Distância da divisa (cm)	Distância face do bloco (cm)	Comprimento máximo (m)	Tipo de solo
Madeira	D= 15	100	40	30	20	10 a 15	submerso
	D= 20	150	45	30	20	10 a 15	
	D= 30	300	50	30	20	10 a 15	
	20 x 20	200	60	20	20	10	
Pré-moldada	25 x 25	300	75	30	25	12 a 14	Qualquer
	30 x 30	400	90	30	25	10	
	35 x 35	600	105	30	30	18	
Strauss	D= 20	200	60	15	20	12	Areia
	D= 30	280	90	20	25	15	Silte
	D= 50	800	150	35	35	20	Argila
Simples	D= 40	500	120	60	30	20	Areia/silte
Duplex	D= 52-54	1000	130	60	40	20	Argila
	D= 40	700	130	80	35	20	Areia
Franki	D= 52	1300	150	80	35	20	Argila
	D= 60	1700	170	80	40	20	Dura
Pré-moldada anelar	D= 25-17	200	65		25	8	Qualquer
	D= 25-11	300	65		25	12	
	D= 40-28	500	100		30	12 com emenda	

Fonte: Campos (2015).

Os elementos confinados de concreto simples, como é o caso de estacas, podem ser dimensionados à compressão segundo a NBR 6118 (2014) no item 24.5.2.1, que estabelece que a tensão máxima para esforços majorados não deve exceder os valores das tensões resistentes de cálculo. Os esforços de compressão atuantes N devem ser majorados por coeficiente $\gamma_c = 1,2 \cdot 1,4 = 1,68$, e as tensões resistentes à compressão são limitadas a $\sigma_{CRd} = 0,85$, sendo A_{estaca} a área da seção transversal da estaca, conforme segue abaixo as equações 7,8 e 9:

$$N_d = \gamma_c \cdot N = 1,4 \cdot 1,2 \cdot N = 1,68 \cdot N \quad (7)$$

$$\frac{N_d}{A_{estaca}} \leq \sigma_{cRd} = 0,85 \cdot f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,4} \rightarrow \frac{1,68 \cdot N}{A_{estaca}} \leq \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,4} \quad (8)$$

$$N \leq \frac{f_{ck} \cdot A_{estaca}}{2,77} \quad (9)$$

A carga nominal da estaca não é, em princípio, sua capacidade real, mas apenas um valor recomendado de carga em serviço que é possível transferir para o solo sem necessitar um comprimento de estaca muito longo. Assim, se conhecidas a resistência característica à compressão do concreto e a área da seção transversal da estaca, é possível determinar sua carga nominal, ficando os valores da tabela apenas como uma referência. Conseqüentemente, conhecendo a forma normal atuante no pilar (e, portanto, no bloco) e definindo um tipo de estaca, denomina-se o número de estacas necessárias, que pode ser uma, duas, três, quatro ou mais.

Por outro lado, devido ao efeito de grupo é conveniente estabelecer uma capacidade de carga menor para cada estaca. Como se supôs apenas a existência de esforço normal, devem ser adotados blocos simétricos em planta, de maneira que os arranjos usuais com até cinco estacas sejam obtidos por meio de polígonos regulares; em todos os casos foi respeitada a distância mínima de $3 \cdot \varphi$ entre os eixos das estacas, sendo φ o diâmetro da estaca. Em situações nas quais o pilar tem uma dimensão bem maior que a outra, a distribuição das estacas se dá ao longo da maior dimensão.

2.3 Funcionamento estrutural

2.3.1 Fundamentos

Um bloco não é, na verdade, de rigidez infinita, mas, por outro lado, não é totalmente flexível. De fato, o que ocorre é uma situação intermediária entre esses dois extremos. Entretanto, para efeito de cálculo, desde que suas dimensões atendam ao estabelecido na equação proposta, serão aceitos como rígidos. O comportamento estrutural dos blocos rígidos, segundo a NBR 6118 (2014), se caracteriza por:

a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);

b) forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;

c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Segundo Campos (2015), para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas apoiadas em substrato muito rígido, a hipótese de que a distribuição de carga se dá plenamente as estacas deve ser revista. No caso de considerar os blocos como flexíveis, a análise realizada é mais completa, desde a distribuição das ações nas estacas dos tirantes internos de tração nos blocos até a necessidade de verificação a punção.

No caso de blocos e estacas rígidas, com estacas espaçadas entre 2,5 e 3,0 vezes o diâmetro da estaca, pode-se admitir plena distribuição de carga nas estacas. Admite-se para cálculo dos esforços internos que o bloco seja rígido (comportamento de treliça) e considera-se a hipótese de as estacas serem elementos resistentes apenas a força axial, desprezando-se os esforços de flexão.

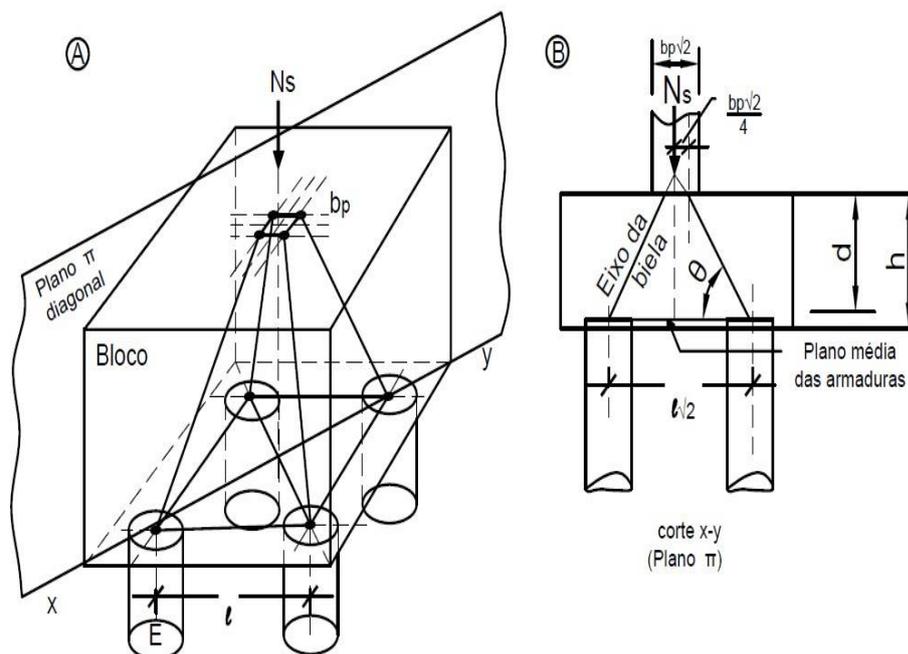
Nesse caso, os esforços solicitantes internos são calculados como se o bloco fosse uma barra em cada direção, obtendo-se os momentos e os cortantes. Em seguida, faz-se o equilíbrio interno, calculando-se então as forças nas armaduras e verificando-se as tensões de compressão.

Ainda segundo a NBR 6118 (2014), para a análise linear, na maioria dos casos, deve ser realizada com o emprego de procedimento numérico, com diferenças finitas e elementos finitos. Estes, entretanto, requerem, na maioria das vezes, um programa relativamente sofisticado e que de alguma forma tenha o tratamento tridimensional.

2.3.1.1 Método das bielas e tirantes

O método das bielas consiste em admitir, no interior do bloco, uma treliça espacial na qual as barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras e barras comprimidas inclinadas (bielas), interceptam-se nos eixos das estacas e em um ponto do pilar. Os modelos de treliça espacial e plana podem ser vistos na figura 4.

Figura 4 – Modelo de treliça (A) espacial e (B) plana



Fonte: Campos (2015).

As bielas têm suas extremidades na intersecção do eixo das estacas com o plano das armaduras de um lado e em um ponto conveniente do pilar (que é suposto sempre de secção quadrada) do outro. Segundo Campos (2015), sempre que o pilar for retangular pode-se considerá-lo quadrado, de lado igual ao menor deles, contando isto a favor da segurança. Há teorias mais elaboradas que a das bielas nas quais se permite levar em conta as dimensões dos pilares retangulares.

Segundo Carvalho (2009), o método das bielas consiste em admitir no interior do bloco uma treliça espacial constituída de: barras tracionadas (tirantes), constituídas pelas armaduras principais e situadas essencialmente nas faixas definidas pelas estacas e logo acima do plano de arrasamento das estacas, junto à face interior dos blocos; barras comprimidas e inclinadas, designadas como bielas, constituídas pelo concreto comprimido e responsáveis pela transmissão da carga dos pilares para as estacas.

Para o dimensionamento, é necessário conhecer os esforços atuantes em cada estaca do bloco. Comumente para o caso de cargas centradas, os estaqueamentos são simétricos com estacas atingindo a mesma profundidade. Para o cálculo e dimensionamento dos blocos são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não e modelos biela-tirante tridimensionais, sendo estes últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de esforços pelos tirantes. Sempre que houver esforços horizontais significativos ou forte assimetria, o modelo deve abranger a interação solo-estrutura, conforme determina a NBR 6118 (2014).

De acordo com o critério do modelo de treliça, pode-se: determinar a secção necessária das armaduras; verificar a tensão de compressão nas bielas, nos pontos críticos, que são as seções situadas junto ao pilar e a cabeça da estaca. Para blocos retangulares com cargas centradas e com duas a quatro estacas são apresentados os esforços internos de compressão (nas bielas) e de tração (nas armaduras).

2.3.1.1.1 Funcionamento estrutural básico do modelo de biela-tirante

Segundo Carvalho (2009), no modelo biela-tirante parte-se do princípio de que a força no pilar para chegar até as estacas se concentra em algumas regiões do bloco, formando zonas de concreto bastante comprimidas (bielas), da mesma forma que Morsch idealizou no caso das vigas (MÖRSCH, 1948 *apud* Carvalho, 2009). Para que se estabeleça o equilíbrio, é preciso ainda que haja pelo menos uma barra horizontal inferior tracionada (tirante), que é a armadura de tração e será calculada, no caso, de acordo com o modelo biela-tirante, em função das ações envolvidas.

Esses conceitos e modelos estão embasados por uma série de ensaios, relatados na bibliografia, e pode-se dizer que se iniciaram com os estudos de HOBBS & STEIN (1957) *apud* Carvalho (2009), que investigaram o comportamento de blocos sobre duas estacas analítica e experimentalmente, em setenta modelos em escala reduzida na relação 1:3 e de BLÉVOT e FRÉMY (1967) *apud* Carvalho (2009), que ensaiaram 100 blocos em suas análises. Para o desenvolvimento da teoria de blocos com várias estacas, as principais referências são os ensaios realizados por Taylor e Clarke, citados por ANDRADE (1989) *apud* Carvalho (2009), e, novamente, por BLÉVOT (1967) *apud* Carvalho (2009), tendo ensaiado, principalmente blocos com três e quatro estacas.

2.3.1.1.2 Bloco sobre uma estaca

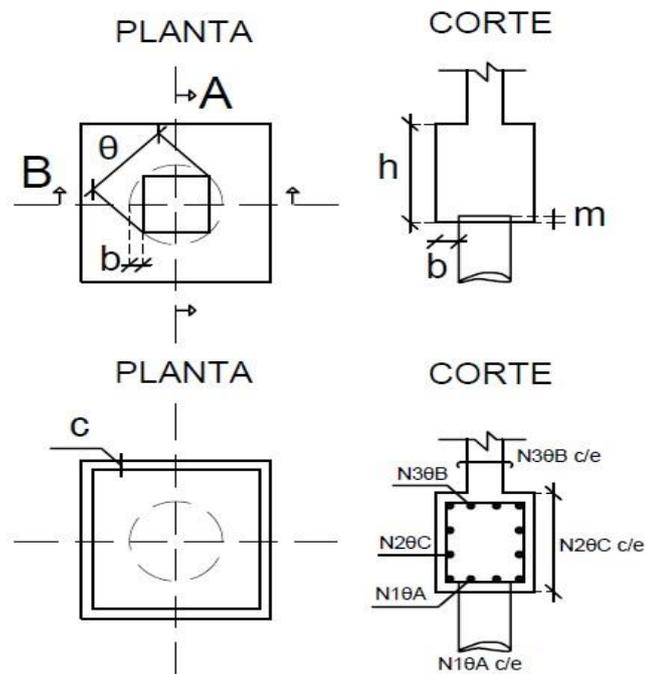
O bloco sobre um só elemento é usual no caso de emprego de tubulão, porém, no caso de estaca, esta situação só ocorre para pequenas edificações ou cargas de baixa intensidade. É o caso mais simples, e teoricamente nenhuma armadura é necessária no bloco, com a força no pilar sendo transmitida para a estaca diretamente por compressão. Nesta situação o bloco é apenas um elemento intermediário, necessário apenas por razões construtivas (locação correta dos pilares, aplicação da carga na estaca de maneira uniforme, etc.).

Quanto às dimensões, a seção horizontal do bloco deve ser pelo menos igual à seção do pilar; por outro lado, o bloco deve envolver suficientemente a estaca, recomenda-se que, no caso em que a seção do pilar tem uma de suas dimensões razoavelmente maior que o diâmetro da estaca, o bloco deve ser relativamente baixo, desde que se arme também sua parte superior; essa armadura pode ser dimensionada calculando-se o bloco como um consolo curto.

É oportuno destacar que, se possível, o bloco sobre uma estaca deve ser travado em pelo menos duas direções. Isto pode ser feito por meio de vigas-baldrame ou vigas construídas apenas para este fim.

Embora teoricamente não seja necessária, deve-se prever uma pequena malha de armadura na face inferior do bloco. Na figura 5 apresentam-se dimensões, detalhes construtivos e da armadura sugeridos para um bloco de planta quadrada. Nas tabelas 2 e 3 estão relacionadas sugestões de dimensões de bloco para uma estaca e de diâmetros das barras e espaçamento entre elas em função da capacidade das estacas, respectivamente.

Figura 5 – Detalhes construtivos da armadura de bloco sobre uma estaca



Fonte: Carvalho (2009).

Tabela 2 - Dimensões mínimas sugeridas para bloco de uma estaca

Variável	Significado	Valores mínimos
\varnothing	Diâmetro da estaca	≥ 20 cm
b	Distância mínima da estaca à face do bloco	≥ 10 cm
m	Face da estaca após arrasamento	≥ 3 cm
c	Cobrimento	≥ 3 cm

Fonte: Carvalho (2009).

Tabela 3 - Diâmetros e espaçamento sugeridos para as barras da armadura

Diâmetro	Estacas até 500 kN	Estacas acima de 500 kN
A	≥ 10 mm	$\geq 12,5$ mm
B	$\geq 6,3$ mm	≥ 8 mm
C	$\geq 8,0$ mm	≥ 10 mm
D	≥ 20 cm	≥ 15 cm

Fonte: Carvalho (2009).

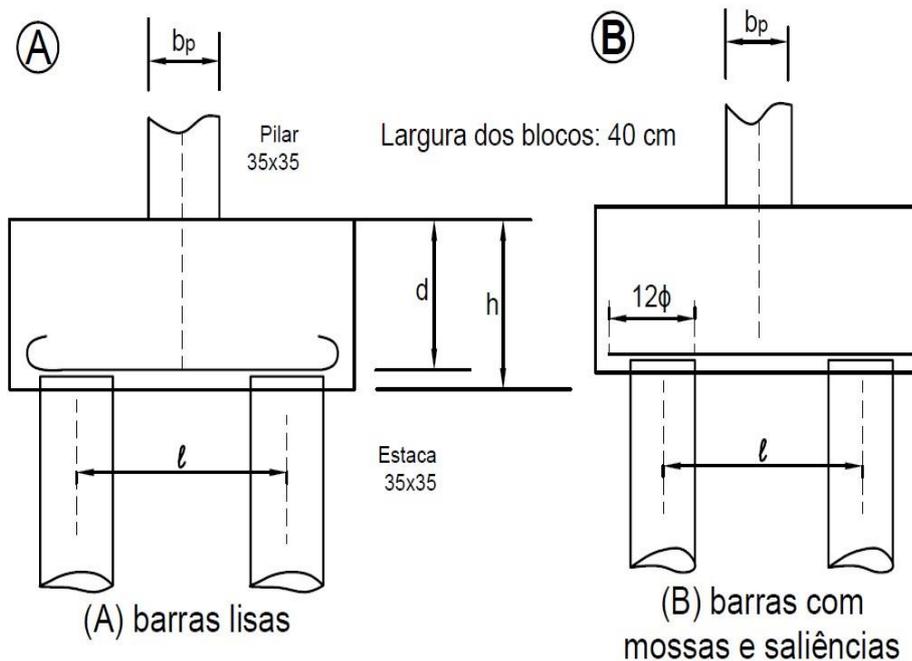
2.3.1.1.2.1 Ensaios realizados por Blévo e Frémy (1967)

Blévo e Frémy (1967) ensaiaram blocos de duas, três e quatro estacas submetidas a força centrada variando disposições das armaduras. Numa primeira série, empregaram modelos de concreto de tamanho reduzido, com os quais diluíram a campo das opções e examinar (inclinação máxima e mínima de bielas, tipos de armação, etc). Os resultados foram confirmados pelos ensaios de blocos em tamanho natural, realizados em menor número. Gertsernchtein (1972) *apud* Campos (2015), apresenta de forma detalhada os resultados de Blévo e Frémy (1967) adaptando nomenclaturas e valores aos parâmetros usuais.

2.3.1.1.3 Blocos sobre duas estacas

Blocos sobre duas estacas são corpos da 2ª série (tamanho natural). Eles possuíam armaduras de barras lisas retas que terminavam em gancho, enquanto as de barras com mossas e saliências também eram retas, mas não tinham ganchos nas extremidades.

Figura 6 – Bloco sobre duas estacas ensaiado por Blévoet e Frémy



Fonte: Campos (2015).

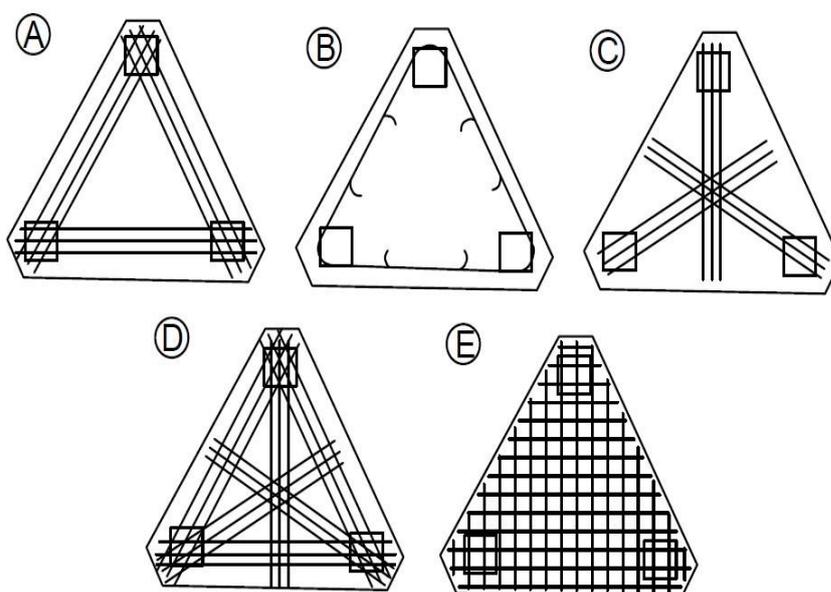
Sempre que a inclinação da biela se manteve superior a 40° ($\theta > 40^\circ$), notou-se que: apareceram fissuras ligando a face do pilar à estaca; com o aumento progressivo da carga, houve esmagamento da biela junto ao pilar, junto à estaca ou nos dois lugares, simultaneamente; fez-se exceção aos corpos-de-prova nos quais o escorregamento das armaduras mal ancoradas se deu prematuramente, e isso só ocorreu para as barras que tinham mossa e saliências (sem gancho).

Na influência da inclinação das bielas, notou-se que: com $\theta > 40^\circ$, as tensões no concreto e no aço, calculadas pelos procedimentos de bielas (treliças), resultam em valores inferiores aos encontrados experimentalmente; as cargas de ruptura calculadas com as tensões obtidas pelo método das treliças (bielas), quando $\theta > 40^\circ$, também resultam menores que as encontradas experimentalmente; quando $\theta > 60^\circ$, admite-se, por extensão do que ocorre com blocos de três e quatro estacas (para cargas inferiores as calculadas com as tensões médias dos ensaios em que $\theta > 40^\circ$), um escorregamento da biela, próxima da vertical, junto a face do pilar.

2.3.1.1.4 Blocos sobre três estacas

Na 1ª série, com modelos reduzidos, as disposições das armaduras utilizadas são as indicadas na figura 7.

Figura 7 – Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévoit e Frémy (1967)



(A) armadura segundo os lados, (B) armadura em cinta, (C) armadura segundo as diagonais, (D) armadura segundo os lados e as diagonais e (E) armadura em malha.

Fonte: Campos (2015).

Na segunda série, com modelos em tamanho natural, foram ensaiados dois grupos de blocos: com inclinações de bielas de aproximadamente 40° e duas disposições de armaduras, de acordo com a figura 7A ou 7B, com armadura acrescida de malha para distribuição de fissuras; as mesmas disposições de armaduras citadas anteriormente, mas com inclinação da biela de aproximadamente 55° .

A partir dos ensaios, pode-se observar que:

- Na maioria dos casos, verificou-se a ruptura a partir de uma fissura que se iniciava nas estacas, ocasionando o destacamento de parte do bloco;
- Na disposição apresentada na figura 7D, verificou-se ruptura por tração no concreto do tipo escorregamento por baixo, indicando a necessidade de armadura de levantamento (cisalhamento);
- As disposições das armaduras apresentadas nas figuras 7A, 7B e 7D mostraram-se igualmente eficientes, desde que as armaduras segundo os lados sejam preponderantes;
- Quando se arma com cintas, conforme figura 7B, a fissuração lateral é menor do que quando a armação tem a disposição de armaduras segundo os lados;
- Qualquer uma das armaduras com malha mostrou-se mais eficiente com relação a fissuração de baixo do bloco;

- As disposições de armadura da figura 7C e 7E apresentaram carga de ruptura muito baixa.

Sobre a influência das inclinações das bielas, notou-se que:

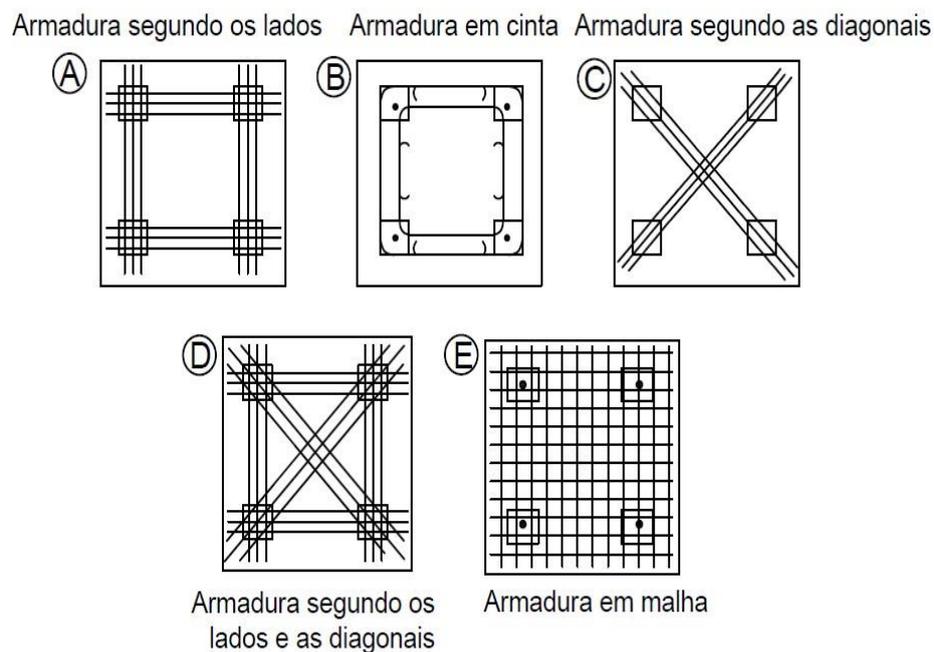
- Quando as inclinações das bielas se mantem em $40^\circ < \theta < 55^\circ$, os valores das cargas de ruptura calculadas pelo método das bielas são, em média, inferiores do que aquelas obtidas nos ensaios, mesmo com o crescimento da percentagem de armadura;
- Se $\theta < 40^\circ$ ou $\theta > 55^\circ$, as cargas de ruptura obtidas nos ensaios são menores do que as cargas de rupturas calculadas pelo método das bielas;
- Segundo Gertsenchtein (1972), Blévoit e Frémy (1967) verificaram que, para $\theta < 55^\circ$, houve escorregamento das bielas próximo as faces do pilar. Esse escorregamento pode ser entendido como fissuras decorrentes do efeito de bloco parcialmente carregado.

De modo geral, as rupturas são bastante complexas. Todavia, em nenhum dos casos houve rupturas nitidamente provocadas por punção do pilar. Pode-se, portanto, dizer que, mantidas as restrições de inclinação e de tensão máxima de compressão nas bielas, a ruptura não se dá por punção, mas após escorregamento da armadura.

2.3.1.1.5 Blocos sobre quatro estacas

Na 1ª série, com modelos reduzidos, as disposições das armaduras foram indicadas na figura 8.

Figura 8 – Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Blévoit e Frémy (1967)



Fonte: Campos (2015).

Na 2ª série, com modelos em tamanho real, foram ensaiados dois grupos de blocos: com bielas inclinadas a 45° e com duas disposições de armadura, com armadura acrescida de malha para distribuição de fissuras; as mesmas disposições de armaduras citadas anteriormente, mas com a inclinação da biela com aproximadamente 55°.

- Também para os blocos sobre quatro estacas foi observado que a ruptura se dava a partir de fissuras iniciadas junto das estacas, ocasionando destacamento de uma parte do bloco;
- As configurações de armaduras apresentadas nas figuras 8A, 8B, 8C e 8D apresentaram a mesma segurança. Por outro lado, a configuração mostrada na figura 8E, com taxa de armadura (em peso) aproximadamente igual à da configuração 8A, apresentou uma carga de ruptura 20% menor que as demais;
- O ensaio do bloco com disposição de armadura da figura 8C apresentou fissuras laterais muito grandes para cargas baixas. Já para os detalhes de armaduras indicados nas figuras 8A e 8B, as fissuras apareceram na face inferior e mostraram a importância de se acrescentar, nessa face, uma malha de armadura fina para distribuição dessas fissuras;
- O bloco com configuração de armadura do tipo 8D apresentou o melhor comportamento à fissuração por causa da presença de armaduras na periferia e nas diagonais da base do bloco.

Sobre a influência das bielas, notou-se que em relação a sua inclinação valem as mesmas observações feitas para os blocos sobre três estacas e quanto ao puncionamento, valem os mesmos comentários feitos para os blocos sobre três estacas.

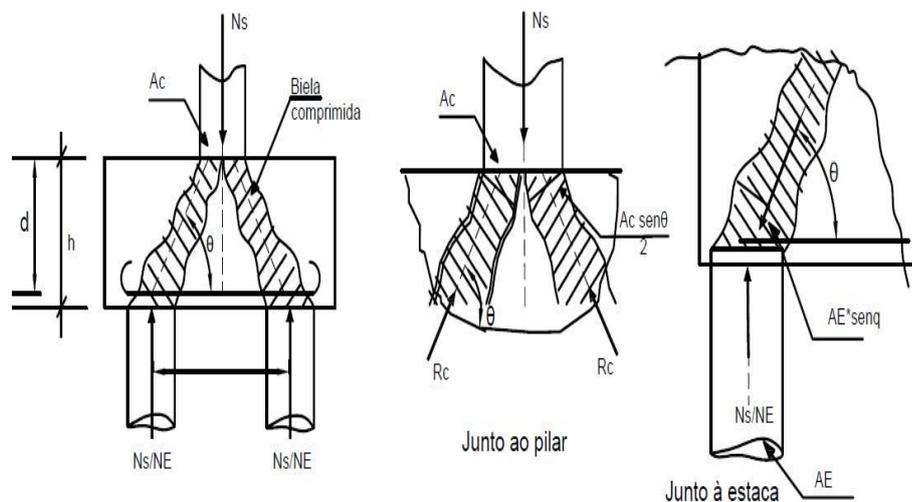
Gertsenchtein (1972) *apud* Campos (2015), adaptando os resultados encontrados por Blévot e Frémy (1967), considera os valores máximos das tensões de compressão superiores aos desses autores, visto que Blevót e Frémy (1967) consideraram a relação entre a tensão última obtida nos ensaios e a tensão cúbica um certo valor que, aplicando a este um coeficiente de segurança da ordem de 1,65, cobre a diferença em se considerar a resistência através de corpos-de-prova cilíndricos. Limitou, também, a máxima tensão de cisalhamento a 1,6 fck, tendo em vista que as tensões de ruptura obtidas nos ensaios variaram de 2,6 a 4 vezes fck. O valor de 1,6 corresponde a divisão de 2,6/1,65.

2.4 Parâmetros para dimensionamento estrutural

A NBR 6118 (2014) considera que, quando em uma determinada seção atua uma força inclinada de compressão, com sua componente de cálculo N_{sd} aplicada em uma seção eficaz A_e (A_{cp} – área comprimida junto ao pilar ou A_{ce} – área comprimida da biela junto à estaca). As condições de segurança devem ser calculadas pela equação 10:

$$\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd} = 0,85f_{cd} \quad (10)$$

Figura 9 – Tensões junto ao pilar e à estaca



Fonte: Campos (2015).

Para todos os casos, tanto junto ao pilar quanto junto as estacas, recomenda-se:

- Junto ao pilar:

$$\sigma_{cp,d} = \frac{\gamma_n \cdot N_{sd}}{A_{cp} \cdot \text{sen}^2\theta} \leq 0,85 f_{cd} \rightarrow \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{maj} \cdot N_{sk}}{A_{cp} \cdot \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{\text{mín}}} \quad (11)$$

$$\frac{N_{sk}}{A_{cp} \cdot \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,85 f_{ck}}{1,4 \cdot 1,4\gamma_n} = \frac{0,43}{\gamma_n} f_{ck} \quad (12)$$

Em que γ_n é o coeficiente de ajustamento recomendado pela NBR 8681 (2003), e varia de 1,0 a 1,44.

- Junto às estacas:

$$\sigma_{ce,d} = \frac{\gamma_n \cdot N_{sd}}{A_{cE} \cdot n_E \cdot \text{sen}^2\theta} \leq 0,85 f_{cd} \rightarrow \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{f,maj} \cdot N_{sk}}{A_{cE} \cdot n_E \cdot \text{sen}^2\theta} \leq 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_{\text{mín}}} \quad (13)$$

Em que n_E é o número de estacas.

$$\frac{N_{sk}}{A_{cE} \cdot n_E \cdot \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,85}{1,4 \cdot 1,4\gamma_n} f_{ck} = \frac{0,43}{\gamma_n} f_{ck} \quad (14)$$

Comparando os limites apresentados por Blévoit e Frémy (1967), pela NBR 6118 (2014) e por Montoya, Messeguere Cabré (1973) *apud* Campos (2015), pode-se observar que os valores limites de tensões encontrados por Blévoit e Frémy são maiores, possibilitando com isso dimensões menores para as seções transversais dos pilares junto aos blocos.

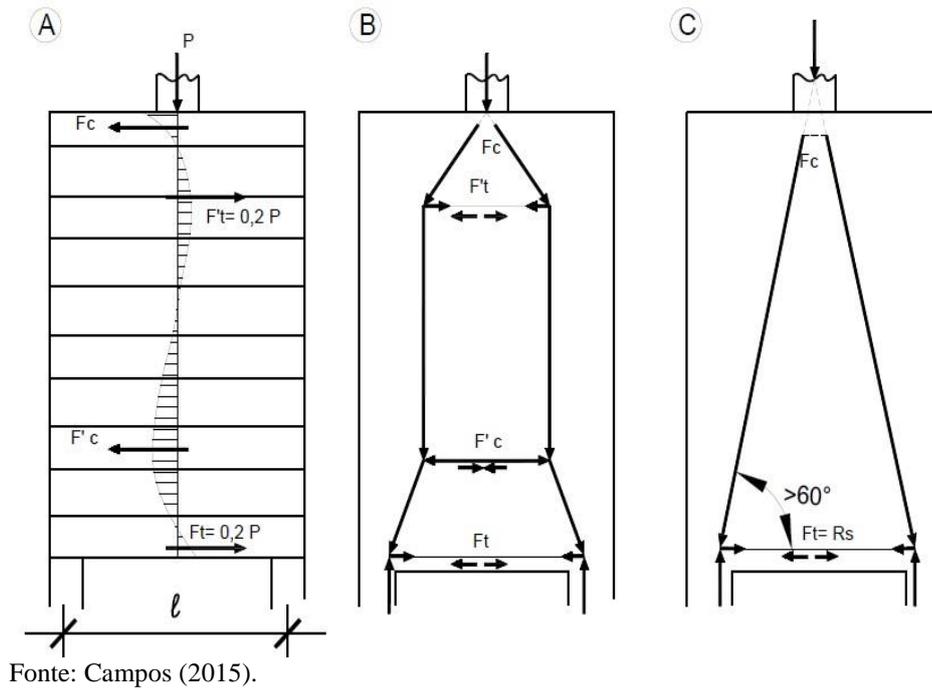
2.4.1 Recomendações e considerações sobre a limitação de $40^\circ < \theta < 60^\circ$

É importante observar as influências que as inclinações das bielas representam no método. Quando o ângulo é menor que 45° , as forças tanto na biela quanto no banzo inferior aumentam, passando o bloco a ter comportamento de vigas, cujos esforços são calculados por flexão e, portanto, sendo necessárias armaduras de levantamento de cargas (estribos ou barras dobradas).

Por outro lado, quando o ângulo é superior a 60° , embora os esforços diminuam, podem surgir esforços de tração perpendiculares à biela e decorrentes do funcionamento do bloco parcialmente carregado. O bulbo das tensões por causa da biela aumenta provocado pela abertura da carga ao caminhar do pilar à estaca. Nesses casos, será necessária armadura transversal para absorver essa tração.

No caso do bloco ser muito alto, o comportamento da biela descendo diretamente aos apoios de descaracteriza. Nesses casos, pode-se perceber o desenvolvimentos de dois níveis de tração F_t e F'_t , isto é, o andamento da carga do pilar para atingir as estacas se faz por meio de duas treliças.

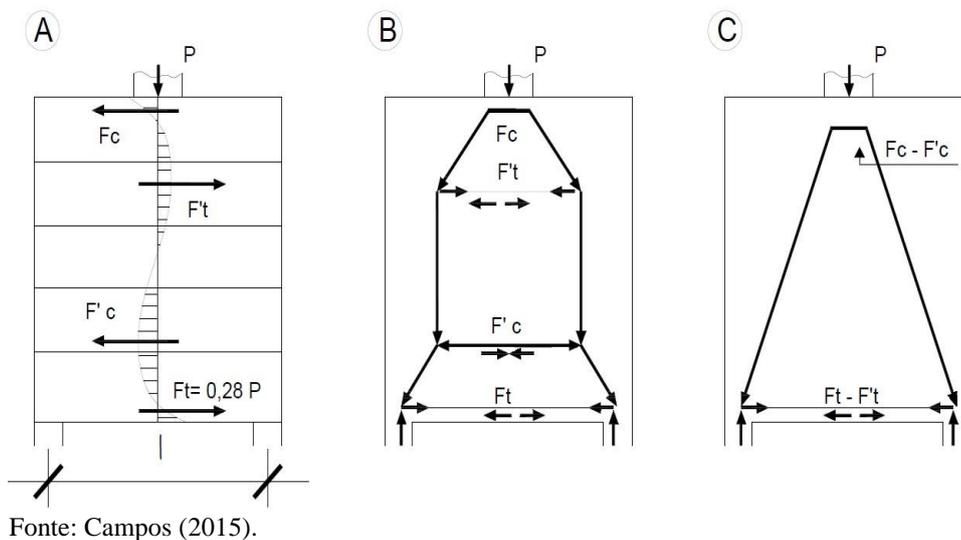
Figura 10 – Blocos muito altos



O aparecimento dessas duas treliças decorre da compatibilização de deformação da peça. Seria, portanto, falso imaginar uma única treliça unindo o pilar às estacas.

À medida que a altura do bloco diminui em relação ao seu comprimento, aumenta o valor da força F_t e diminui o valor da força F'_t . Nas figuras 11B e 11C os sistemas aparecem simultaneamente e constituem um sistema hiperestático.

Figura 11 – Blocos de menor altura



Nos casos das figuras 10 e 11 existe a necessidade de se colocar armadura no nível F_t e F'_t . Para o caso de blocos com alturas inferiores ao comprimento, ângulo da biela inferior a 60° , o sistema de bielas se ajusta bem ao comportamento das tensões obtidas pela teoria da elasticidade.

É importante, ao se imaginar um esquema de treliça, que ele tenha ângulos que sejam compatíveis com aqueles esforços que se desenvolvem na peça. No caso de alturas inferiores ao comprimento da peça ($\theta < 30^\circ$), observa-se o caminhamento indireto da carga para o apoio e, conseqüentemente, a necessidade de armadura de levantamento da carga.

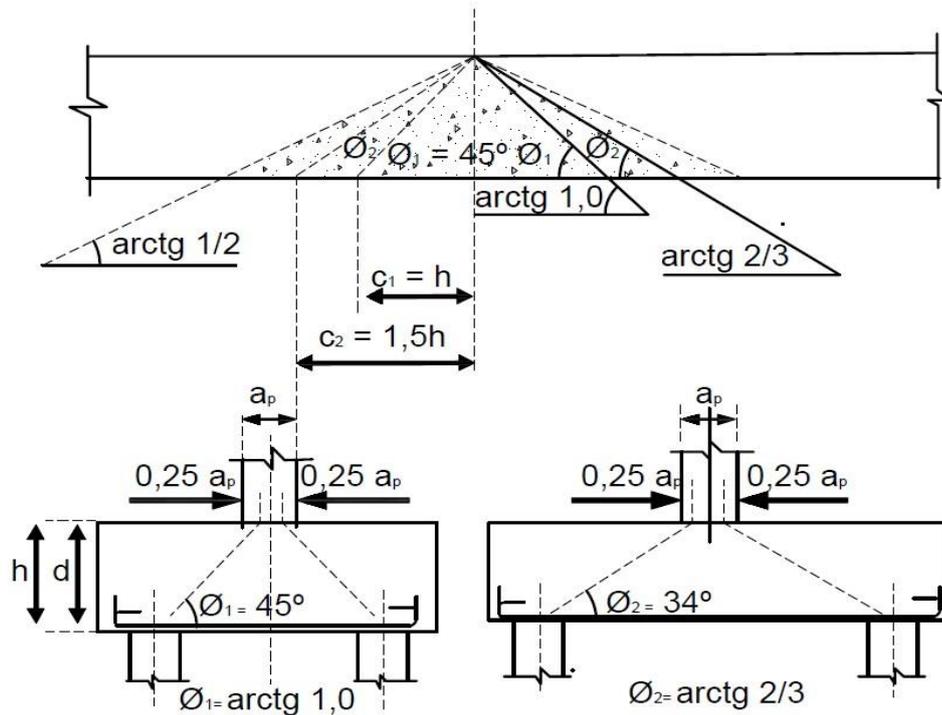
2.5. Geometria e concepção

Segundo Leonhardt (2007), os blocos de coroamento de estacas (pile caps) tem uma altura adotada em função da distância entre as estacas, de tal modo que se formem bielas de compressão íngremes D entre a peça que transmite a carga (pilares) e as estacas; as componentes horizontais Z dessas bielas devem ser absorvidas por tirantes armados com barras ou com cabos de protensão. Em geral a armadura que constitui esses tirantes é suficiente, pois, em “vigas curtas” ou vigas escoradas como essas, além dos esforços de tração no banzo, não surgem consideráveis esforços de tração oriundos do cisalhamento.

2.5.1 Altura

Segundo Fusco (1995), para a transmissão da carga do pilar até as estacas, através das bielas de compressão, estas não podem ter inclinação inferior a $\arctg \frac{1}{2}$ em relação a horizontal. Por questão de segurança, Fusco recomenda que o bloco tenha altura suficiente para que não seja necessária inclinação menor do que $\arctg \frac{2}{3}$ em relação a horizontal. Desta forma, as bielas mais abatidas ficam com inclinação na faixa entre $\arctg \frac{2}{3}$ e $\arctg 1$, conforme ilustrado na figura 12.

Figura 12 – Limites usuais das alturas dos blocos de fundação



Fonte: Fusco (1995).

Como altura útil, Montoya (2000) recomenda que se adote pela expressão:

$$d = \frac{Nd}{500b} - 0,14 < 0,34 \quad (15)$$

Válida para o caso mais frequente de duas a seis estacas situados simetricamente ao redor de um bloco quadrado em que:

Nd = esforço axial transmitido pelo pilar;

b = largura do bloco em m (largura da sessão em que se irá verificar o cortante);

d = altura útil recomendado para o bloco em metros.

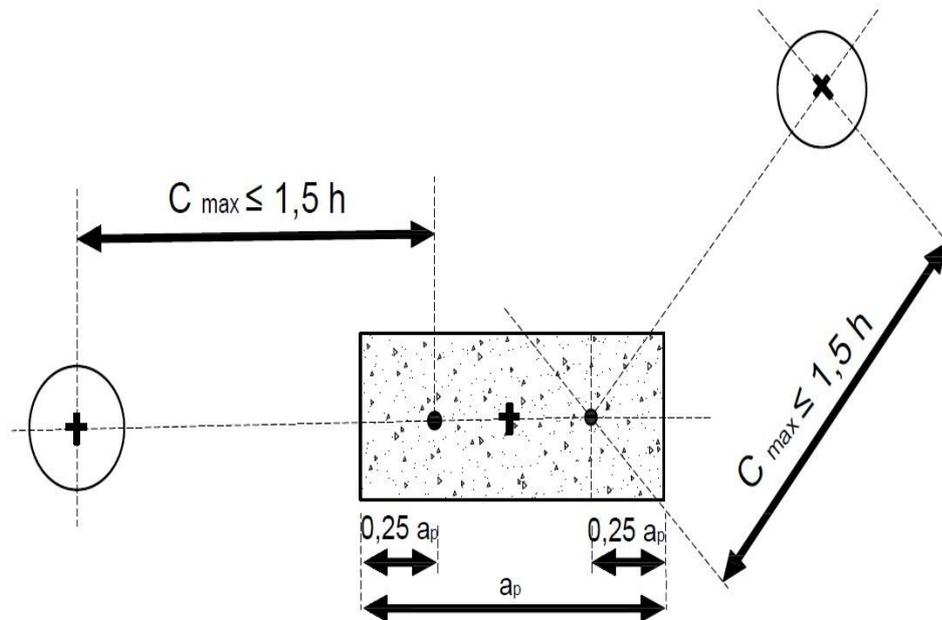
Carvalho (2009) recomenda que a altura dos blocos normalmente é fixada por razões econômicas, em função das cargas e demais dimensões. Recomenda-se que a altura útil seja maior ou igual a metade do comprimento do bloco e que não seja menor que 30 cm.

2.5.2 Inclinação e afastamentos máximos

Segundo Fusco (1995), a reta que une o centro da estaca ao ponto convencional da seção da base do pilar determina a inclinação das bielas, conforme ilustrado na figura 13. Isso gera uma distribuição aproximadamente equilibrada da carga do pilar para as estacas. A inclinação

extrema das bielas será um pouco menor do sugerido por esta regra, porém isto conta a favor da segurança.

Figura 13 – Determinação dos afastamentos máximos

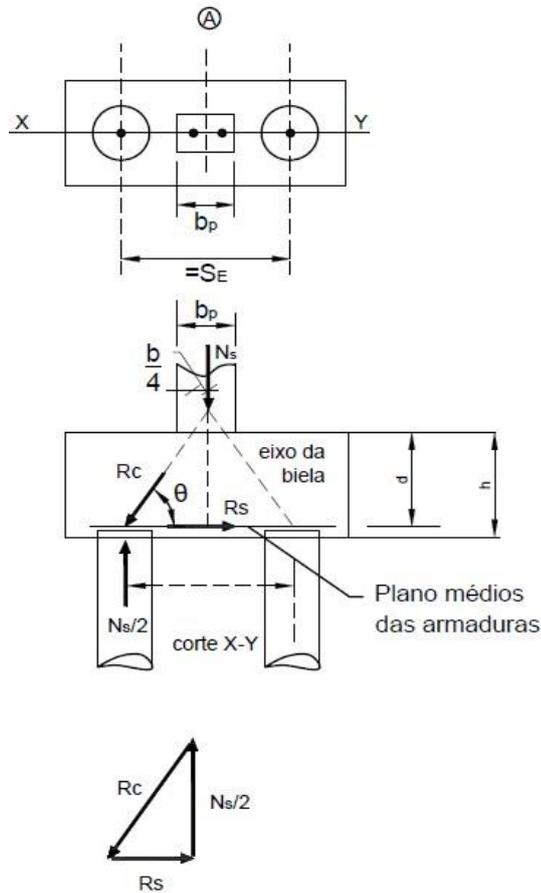


Fonte: Fusco (1995).

Verifica-se, a partir da figura 13, que o afastamento máximo de $0,25a_p$ (sendo a_p o comprimento do pilar) até o eixo da estaca, proposto por Fusco (1995), é de 1,5 vezes a altura do bloco.

Os ensaios desenvolvidos por Blévoit e Frémy (1967) e Mautoni (1971) *apud* Campos (2015) justificam com mais detalhes as recomendações com relação as inclinações das bielas.

Figura 14 – Blocos com duas estacas



Fonte: Campos (2015).

Esforços internos:

Inclinação das bielas:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} \quad (16)$$

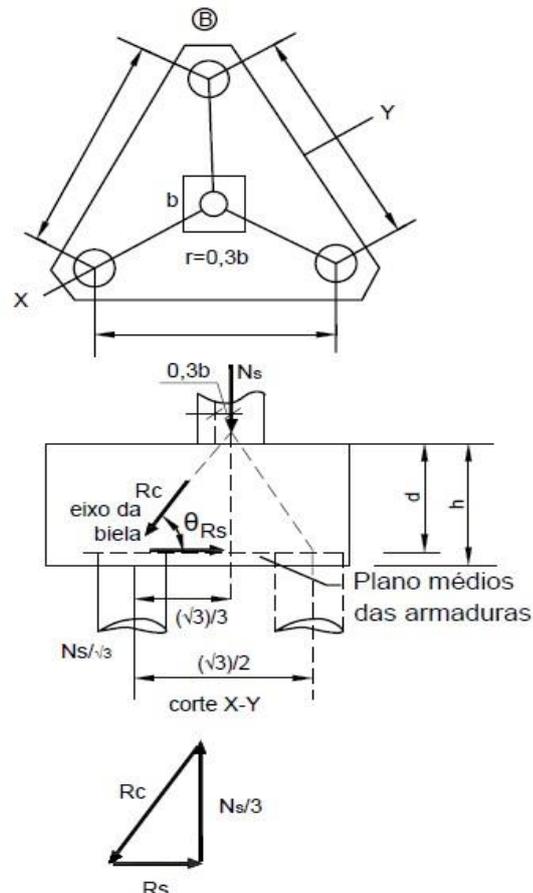
Equilíbrio de forças (esforços):

$$R_s = \frac{N_s}{2} \frac{1}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{N_s}{4d} \left(l - \frac{b}{2} \right) \quad (17)$$

$$R_c = \frac{N_s}{2 \operatorname{sen} \theta} = \frac{N_s}{nE \cdot \operatorname{sen} \theta} \quad (18)$$

Onde: Ne = número de estacas

Figura 15 – Blocos com três estacas



Fonte: Campos (2015).

Esforços internos:

Inclinação das bielas:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{l \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3b} \quad (19)$$

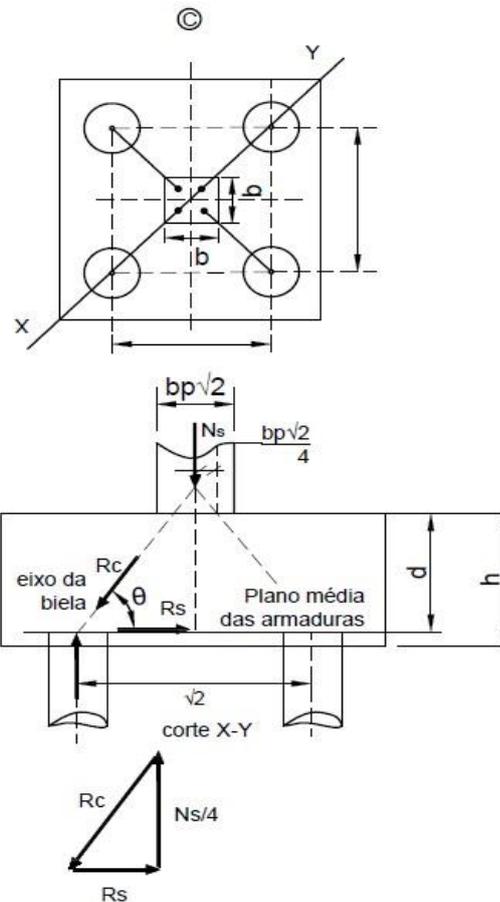
Equilíbrio de forças (esforços):

$$R_s(\text{diag.}) = \frac{N_s}{3} \frac{1}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{N_s}{9d} (l\sqrt{3} - 0,9b) \quad (20)$$

$$R_c = \frac{N_s}{3 \operatorname{sen} \theta} = \frac{N_s}{nE \cdot \operatorname{sen} \theta} \quad (21)$$

Onde: Ne = número de estacas

Figura 16 – Blocos com quatro estacas



Fonte: Campos (2015).

Esforços internos:

Inclinação das bielas:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{l \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{b \cdot \sqrt{2}}{4}} \quad (22)$$

Equilíbrio de forças (esforços):

$$R_s(\text{diag.}) = \frac{N_s}{4} \frac{1}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{N_s \sqrt{2}}{8d} \left(l - \frac{b}{2} \right) \quad (23)$$

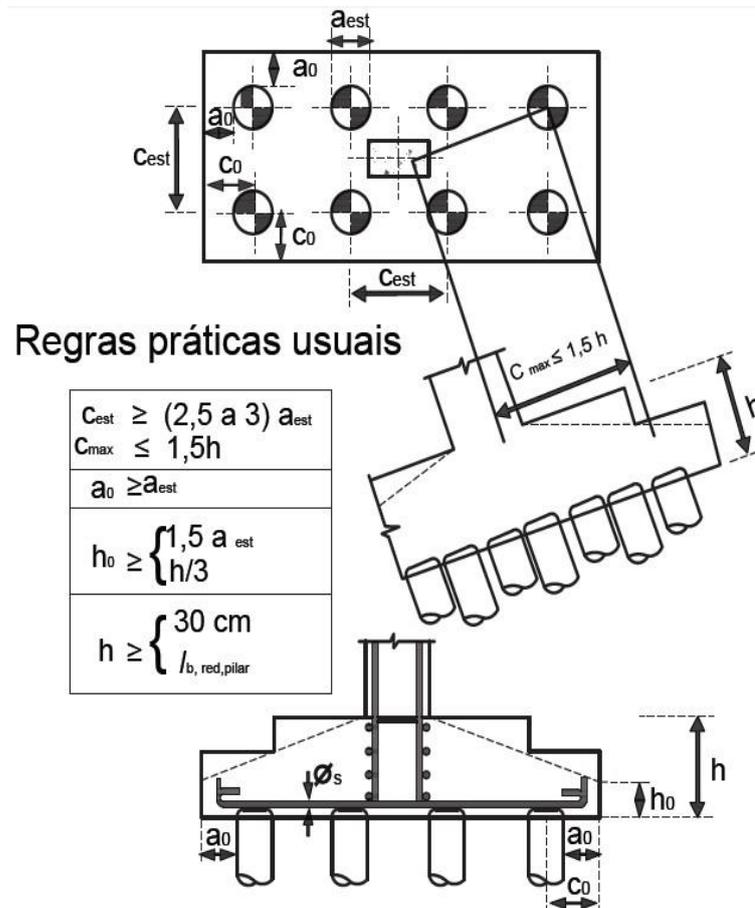
$$R_c = \frac{N_s}{4 \operatorname{sen} \theta} = \frac{N_s}{nE \cdot \operatorname{sen} \theta} \quad (24)$$

Onde: Ne = número de estacas

2.5.3 Regras usuais para a geometria dos blocos

A figura 17 apresenta as regras usuais para a determinação da geometria dos blocos sobre estacas segundo Fusco (1995). Pode-se verificar que é inviável a concretagem de blocos com a face superior variável, por isso a variação de altura dos blocos é de modo descontínuo, necessitando apenas de formas nas faces laterais da variação.

Figura 17 – Regras usuais para determinação da geometria dos blocos



Fonte: Fusco (1995).

A partir da figura 17, onde expõe as regras usuais para a determinação da geometria dos blocos proposto por Fusco (1995), tem-se que a distância máxima entre as estacas deve ser de 2,5 a 3 vezes o diâmetro da estaca.

Segundo Campos (2015), a distância mínima recomendada entre estacas é:

$$L > \begin{cases} 2,5 d_E \rightarrow \text{para estacas pré - moldadas} \\ 3,0 d_E \rightarrow \text{para estacas moldadas } in \text{ loco} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (25)$$

Carvalho (2009) indica que a largura dos blocos (b) deva ser:

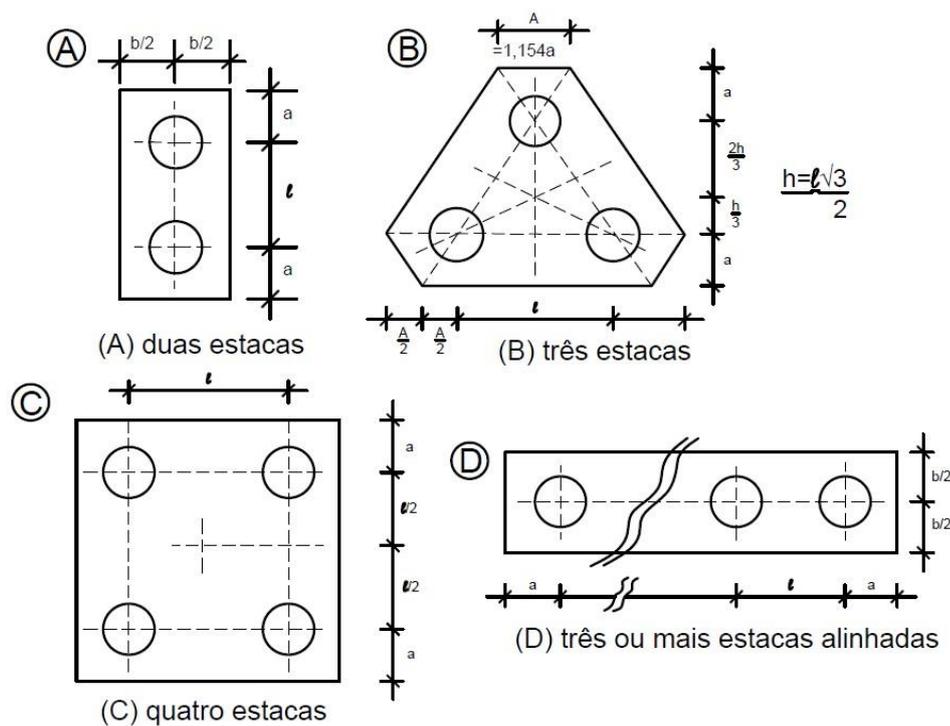
$$b \geq \begin{cases} a/2 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (26)$$

O mesmo autor indica como comprimento dos blocos (a):

$$L \geq a + \varphi_e + 2,10 \text{ cm} \quad (27)$$

Carvalho (2009) recomenda que a distância entre as faces das estacas e do bloco seja superior a 10cm. Campos (2015) indica que a distância a entre as estacas e a borda do bloco mais próxima deve ser de $(1,0 \text{ a } 1,5) d_E$ ou ainda $d_E + 15 \text{ cm}$, o maior. A largura b do bloco com estacas alinhadas deve ser, no mínimo, igual a $2a$. Fusco (1995) recomenda que o afastamento entre a lateral da estaca até o bloco deve ser maior que o diâmetro da mesma.

Figura 18 – Disposições construtivas



Fonte: Campos (2015).

2.5.4 Distância entre estacas

Em geral, a distância tomada entre as estacas é tomada como três vezes o seu diâmetro (se não houver momento), mas dependendo do tipo de execução, Carvalho (2009) recomenda que a distância mínima entre os eixos das estacas junto ao bloco deve ser maior que:

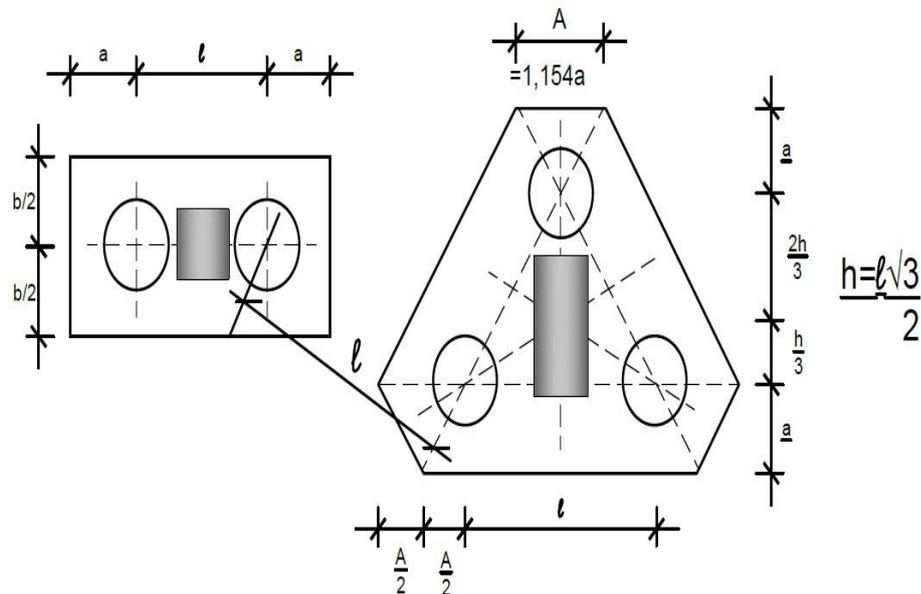
- Estacas de seção circular, de diâmetro $\rightarrow \varphi_e$;
- Pré-moldadas $\rightarrow 2,0 \cdot \varphi_e$ a $2,5 \cdot \varphi_e$;

- Moldadas no local $\rightarrow 3,0 \cdot \varphi_e$;
- Estacas de seção quadrada $\rightarrow 1,75$ vezes a diagonal;

Montoya (2000) destaca que a forma e dimensões em planta dos blocos depende do número de estacas e das dimensões e espaçamento das mesmas e recomenda que a distância mínima entre os eixos das estacas deve ser duas vezes do diâmetro das mesmas (1,75 vezes a diagonal caso sejam sessões quadradas) e não menos de 75 cm. Esta distância deve ser mantida em toda estaca, o qual deve ser considerado em especial se existirem estacas inclinadas; em qualquer caso, para evitar problemas de alinhamento, convém que a distância entre as estacas não seja inferior a 1/15 do comprimento das mesmas. Às vezes, se não conseguir que a resultante das cargas passe pelo centro de gravidade do estaqueamento, convém aumentar a distância das estacas para diminuir a carga nas mesmas, devido ao momento produzido pela excentricidade.

O espaçamento l entre as estacas do mesmo bloco indicado por Campos (2015) também é o mesmo entre as estacas de blocos contíguos.

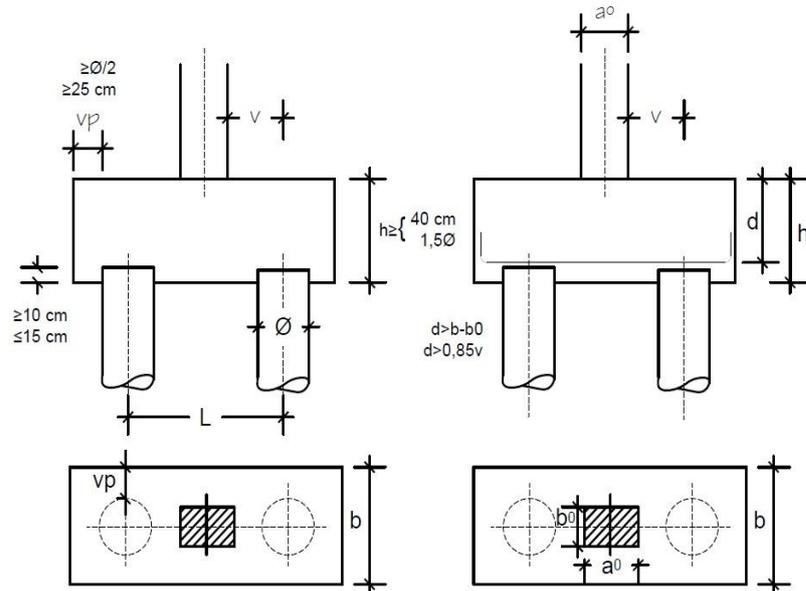
Figura 19 – Distância entre estacas de blocos contíguos



Fonte: Campos (2015).

Na figura 20 estão indicadas algumas limitações propostas por Montoya (2000) que convém levar em conta para o projeto de blocos. Assim como Montoya (2000), Carvalho (2009) também recomenda que as estacas devem penetrar no bloco de 3 a 10 cm.

Figura 20 – Dimensões recomendadas para blocos



Fonte: Montoya (2000).

2.6. Dimensionamento

Dos ensaios de Blévoet e Frémy resultou um processo de cálculo para a armadura longitudinal (tirante) e verificação da tensão de compressão na biela, que é similar ao processo de biela-tirante, diferindo apenas na definição da seção da biela.

Assim, o modelo de Blévoet e Frémy, que pode ser entendido como o de biela-tirante, consiste no cálculo das armaduras tracionadas (tirante) e verificação da tensão nas bielas de compressão que se desenvolvem no interior do bloco, e deve ser feita junto à base do pilar e junto à cabeça da estaca. Essa verificação geralmente leva, indiretamente, à verificação das dimensões do bloco (largura e altura).

Na verificação da tensão das bielas, tanto junto ao pilar quanto junto às estacas, as tensões de compressão deverão ser inferiores a um valor limite ($\sigma_{c,lim}$) que é função do número de estacas sob o bloco, do desvio-padrão da resistência do concreto e do efeito Rusch, ou seja:

- Blocos com duas estacas: $\sigma_{c,lim} = 1,26 \cdot f_{cd} = 0,9 \cdot f_{ck}$
- Blocos com três estacas: $\sigma_{c,lim} = 1,58 \cdot f_{cd} = 1,125 \cdot f_{ck}$
- Blocos com quatro estacas: $\sigma_{c,lim} = 1,89 \cdot f_{cd} = 1,35 \cdot f_{ck}$

2.6.1 Bloco sobre duas estacas

Nos blocos rígidos sobre duas estacas formam-se duas bielas de compressão que transferem a carga dos pilares para as estacas, e para resistir as componentes horizontais dessas forças é necessária uma armadura tracionada (tirante) na face inferior do bloco. O cálculo do bloco, de acordo com o método de Blévyot e Frémy, consiste em determinar a área necessária do tirante e verificar a tensão de compressão nas bielas.

Admite-se que a introdução dos esforços do pilar e das estacas no bloco se dê nos pontos A (ligação pilar-bloco) e B (ligação bloco-estaca) respectivamente; cada estaca recebe metade da força atuante no pilar. Isolando o nó B, verifica-se que atua na biela um esforço de compressão F_b e no tirante (armadura) uma força de tração F_t . Fazendo o equilíbrio das forças no ponto B, chega-se a:

$$F_b = \frac{N/2}{\sin \alpha} \quad (28)$$

$$F_t = F_b \cdot \cos \alpha = \frac{N/2}{\sin \alpha} \cdot \cos \alpha = \frac{N/2}{\tan \alpha} = \frac{N}{2 \cdot \tan \alpha} \quad (29)$$

Para a determinação do ângulo α de inclinação da biela é preciso determinar a posição do nó A, que dista z (braço de alavanca) de armadura A_s (tirante) e, em princípio está na vertical que passa pela “metade da metade” do pilar, ou seja, passa a $a_0/4$ do eixo do pilar, sendo a_0 a dimensão do pilar na direção da maior dimensão do bloco. Assim, a tangente do ângulo α , admitindo que o braço da alavanca z seja $Z=0,9 \cdot d$, é dada pela equação 30:

$$\tan \alpha = \frac{z}{\frac{a}{2} - \frac{a_0}{2}} = \frac{0,9 \cdot d}{\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4}} \quad (30)$$

2.6.1.1 Verificação das bielas de compressão

As tensões nas bielas de compressão, que se desenvolvem no bloco, devem ser verificadas junto à cabeça da estaca, a partir das forças no pilar (de cálculo) e nas estacas. Quando o bloco é projetado dentro das dimensões recomendadas, quase sempre a sua capacidade de carga é garantida quanto às tensões nas bielas, independente da maior ou menor quantidade de armadura longitudinal existente. O ângulo α deve estar compreendido entre 45° e 55° .

2.6.1.1.1 Tensão nas bielas na base do pilar (ponto A)

Relação entre as áreas de seção transversal do pilar (A_{pilar}) e da biela (A_{biela}^P) na base do pilar.

Considerando que a área do pilar é $b \cdot a_0$ (b é a largura do pilar), resulta:

$$A_{biela}^P = b \cdot k \quad (31)$$

E como $k = \frac{a_0}{2} \cdot \text{sen } \alpha$ pode escrever-se:

$$\frac{A_{pilar}}{2} \cdot \text{sen } \alpha = A_{biela}^P \quad (32)$$

Força atuante na biela (F_b) no ponto A é encontrada por equilíbrio de forças:

$$F_b \cdot \text{sen } \alpha = \frac{N_d}{2} \rightarrow F_b = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha} \quad (33)$$

Tensão normal na biela junto ao pilar ($\sigma_{c,biela,P}$): obtida dividindo a força da biela (F_b) pela sua área (A_{biela}^P):

$$\sigma_{c,biela,P} = \frac{F_b}{A_{biela}^P} = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot A_{biela}^P} = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot \frac{A_{pilar}}{2} \cdot \text{sen } \alpha} \quad (34)$$

$$\sigma_{c,biela,P} = \frac{N_d}{A_{pilar} \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (35)$$

2.6.1.1.2 Tensão nas bielas junto à estaca (ponto B)

Relação entre as áreas da seção transversal da estaca (A_{estaca}) e da biela (A_{biela}^e) junto à estaca: pode ser feita da mesma forma que na situação junto ao pilar:

$$A_{estaca} \cdot \text{sen } \alpha = A_{biela}^e \quad (36)$$

Força atuante na biela no ponto B é encontrada por equilíbrio:

$$F_b \cdot \text{sen } \alpha = \frac{N_d}{2} \rightarrow F_b = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha} \quad (37)$$

Tensão normal na biela junto à estaca ($\sigma_{c,biela,e}$) é obtida dividindo a força na biela (F_b) pela sua área (A_{biela}^e):

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{F_b}{A_{biela}^e} = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot A_{biela}^e} = \frac{N_d}{2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot A_{estaca} \text{sen } \alpha} \quad (38)$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{N_d}{2 \cdot A_{estaca} \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (39)$$

2.6.1.1.3 Verificação das tensões

As tensões nos dois casos deverão ser inferiores ao valor limite ($\sigma_{c,lim}$), que para blocos sobre duas estacas é dado por:

$$\sigma_{c,lim} = 1,26 \cdot f_{cd} = 0,9 \cdot f_{ck} \quad (40)$$

2.6.1.1.4 Cálculo da armadura principal de tração

A armadura de tração no estado limite último pode ser calculada a partir da equação 44, com a tangente do ângulo α dada pela equação 42 sendo F_t a força atuante na armadura e N_d a força de cálculo no pilar:

$$F_t = \frac{N_d}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{N_d}{2 \cdot 0,9 \cdot d} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) \quad (41)$$

E como $F_t = A_s \cdot f_{yd}$, tem-se:

$$F_t = A_s \cdot f_{yd} = \frac{N_d}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{N_d}{2 \cdot 0,9 \cdot d} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) \quad (42)$$

$$A_s = \frac{N_d}{2 \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) \quad (43)$$

$$A_s = \frac{N_d}{3,6} \cdot \frac{a}{f_{yd} \cdot d} \cdot \left(1 - \frac{a_0}{2 \cdot a} \right) \quad (44)$$

A armadura também pode ser calculada fazendo o equilíbrio das forças em relação ao ponto A:

$$\frac{N_d}{2} \cdot \frac{a}{2} - \frac{N_d}{2} \cdot \frac{a_0}{4} - F_t \cdot z = 0 \rightarrow \frac{N_d}{2} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) = F_t \cdot 0,9 \cdot d \quad (45)$$

E com $z = 0,9 \cdot d$ e $F_t = A_s \cdot f_{yd}$, resulta como anteriormente:

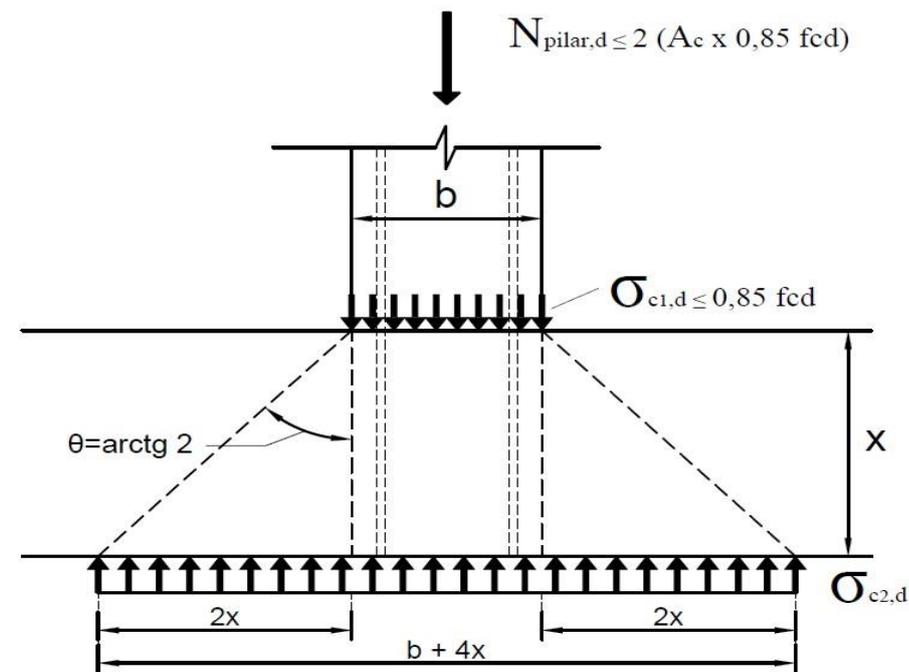
$$A_s = \frac{N_d}{2 \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) = \frac{N_d}{3,6} \cdot \frac{a}{f_{yd} \cdot d} \cdot \left(1 - \frac{a_0}{2 \cdot a} \right) \quad (46)$$

O método de Blévyot e Frémy aparentemente considera o comportamento do bloco de maneira mais coerente que o da norma brasileira, e é, sem dúvida, mais conservador tanto em relação à armadura quanto nas verificações da biela.

As dificuldades no método de Blévyot e Frémy estão na determinação do valor de z (no caso usou-se $z = 0,9 \times d$) e em definir um valor adequado para a tensão limite da biela, uma vez que junto ao pilar e à estaca há uma alta concentração de tensões e efeito de confinamento de concreto.

Para o dimensionamento do pilar, segundo Fusco (1995), na seção do seu contato com o bloco, a tensão atuante no concreto poderá ser no máximo igual a 85% da resistência de cálculo do material (ou seja, $0,85f_{cd}$), conforme figura 21.

Figura 21 – Tensões nos planos horizontais do bloco



Fonte: Fusco (1995).

Por se tratar de uma área parcialmente carregada, nota-se que a pressão atuante no próprio bloco, junto a base do pilar, poderia ser até maior. Admitindo-se o caso mais desfavorável, em que a largura do pilar é igual à largura do bloco, como indicado na figura 22, no bloco a tensão poderia chegar até o valor f_{cd} . Todavia, isso não é possível, pois quem comanda o problema é a resistência da seção do próprio pilar junto ao bloco, na qual não há qualquer efeito de confinamento. Porém sem o auxílio da armadura do pilar essa seção de contato pode não ser capaz de resistir a força normal N_{pilar} atuante no mesmo.

Indicado por a e b as dimensões da seção transversal da base do pilar, com $b \leq a$, verifica-se que nas seções horizontais do prolongamento do pilar dentro do bloco as tensões diminuem rapidamente. A tensão de compressão atuante nos planos horizontais do bloco a distância x de seu topo vale:

$$\sigma_{c2d} = \frac{N_{\text{pilar}}}{A_{c, \text{ampliada}}} \quad (47)$$

Onde $A_{c, \text{ampliada}}$ é a área resistente à profundidade x considerada. A favor da segurança, permite-se que a ampliação se dê com um leque de abertura $\arctg 2$, conforme indicado na figura 21 e admite-se que toda a força resistida pela armadura do pilar tenha sido transferida para o concreto ao longo do comprimento x .

No caso em que o pilar tenha taxas geométricas de armadura da ordem de seu limite máximo, de 3%, a máxima força normal de cálculo do pilar pode ser admitida com o valor:

$$N_{d, \text{max}} \leq 2(A_c \cdot 0,85 f_{cd}) \quad (48)$$

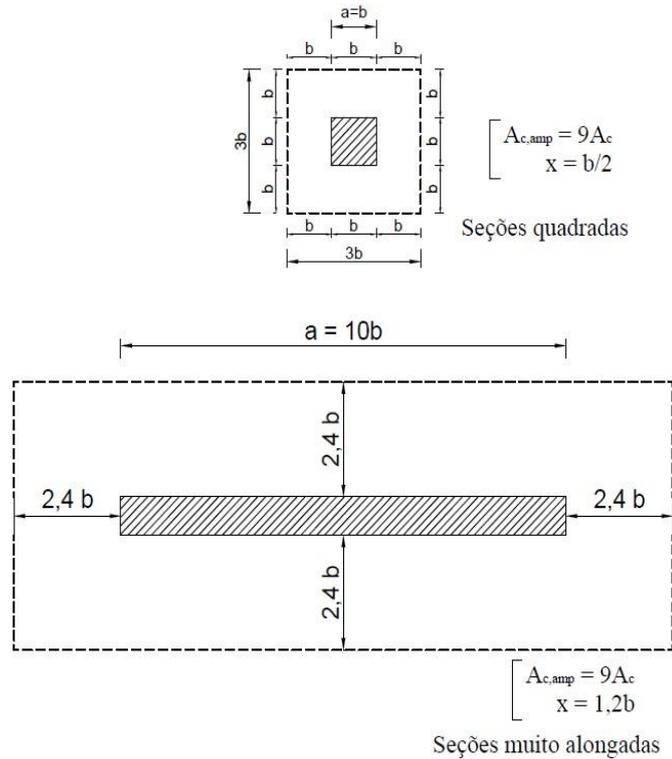
Para pilar com seções quadradas, figura 22, na profundidade $x = b/2$, a seção ampliada de concreto resistente atinge o valor resultante de:

$$A_{c, \text{ampliada}} = 9b^2 \quad (49)$$

Ficando a tensão vertical reduzida ao de valor:

$$\sigma_{cvd} = \frac{2 (0,85 f_{cd})}{9} = 0,19 f_{cd} \quad (50)$$

Figura 22 – Ampliação da seção resistente



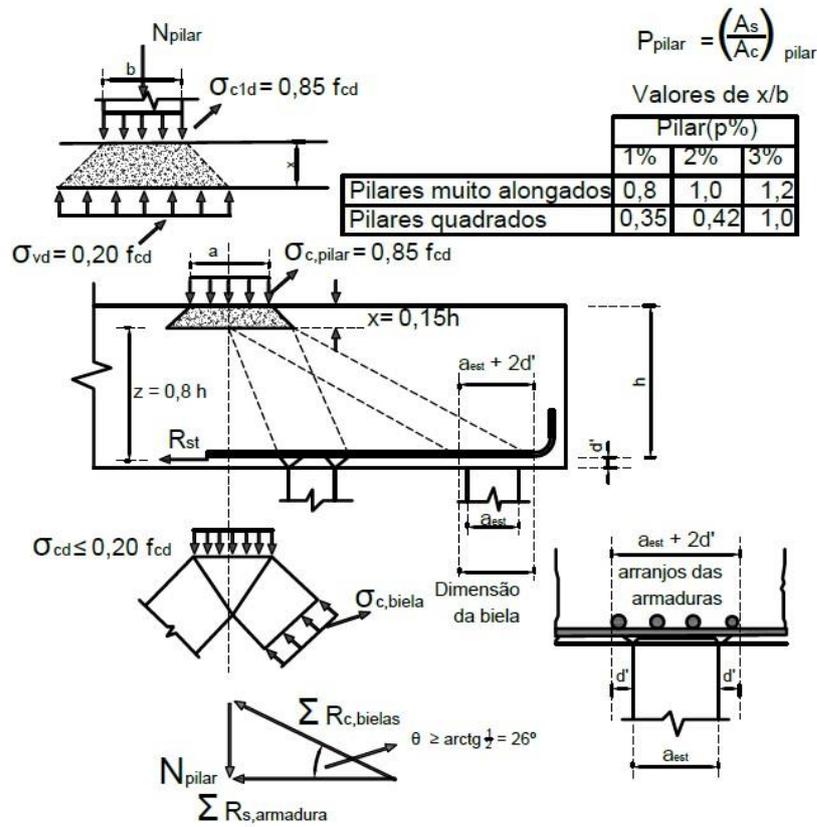
Fonte: Fusco (1995).

Para pilares com seções muito alongadas, com até $a = 10b$, essa tensão reduzida é atingida em profundidades $x = 1,2b$.

A transferência de esforços das armaduras dos pilares para o concreto, em comprimentos de aderência da ordem de 10 a 15 diâmetros das barras dessas armaduras, é perfeitamente realizável. Quando os pilares tiverem menores taxas de armadura longitudinal, o valor reduzido $\sigma_c = 0,20 f_{cd}$ atuará em profundidade ainda maiores.

Assim, é possível admitir para x , indicando-se por p a porcentagem da armadura longitudinal do pilar em sua base, os valores mostrados na figura 23.

Figura 23 – Resistência das bielas junto ao pilar



Com as regras propostas na figura, o afastamento máximo das estacas $c_{\text{máx}} \leq 1,5h$ garantiria a existência de bielas inclinadas de até $\arctg 2/3$ em relação a horizontal, se essas bielas se dirigissem efetivamente do topo da estaca até a base do pilar no topo do bloco.

Junto ao topo do bloco as bielas diagonais devem convergir de fato para uma seção horizontal a uma certa profundidade x dentro do bloco, onde a tensão de compressão nos planos horizontais já foi reduzida a cerca de $0,2 f_{cd}$, imaginando-se já eliminada a colaboração da armadura do pilar.

De maneira análoga, na base do bloco, as estacas penetram de 5 a 10cm em seu interior, o que também reduz a inclinação das bielas e amplia a área da base de sustentação dessas bielas. Desse modo, a favor da segurança, em lugar da inclinação aparente de $\arctg 2/3$, admite-se que as bielas mais abatidas tenham a inclinação efetiva de $\arctg 1/2$ em relação a horizontal.

Com essas hipóteses, mostra-se na figura a determinação das tensões máximas de compressão das bielas junto ao topo do bloco e junto a base, na posição da estaca mais afastada do pilar.

Junto ao topo do bloco, sendo:

$$\sigma_{cd} \leq 0,20 f_{cd, \text{bloco}} (1,4)^2 = 0,5 f_{cd, \text{bloco}} \quad (55)$$

Onde

$$f_{cd, \text{bloco}} = \frac{f_{ck, \text{bloco}}}{\gamma_c} \quad (56)$$

Ou seja

$$\sigma_{ck, \text{estaca}} = \frac{\sigma_{cd, \text{estaca}}}{\gamma_f} \leq \frac{0,5 f_{ck, \text{bloco}}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} \quad (57)$$

Nessas condições, admitindo $\gamma_f = 1,4$.

Obtém-se $\gamma_{c, \text{estaca}} = 1,4$

Resultando na equação 58:

$$\sigma_{ck, \text{estaca}} \leq \frac{0,5 f_{ck, \text{bloco}}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = 0,25 f_{ck, \text{bloco}} \quad (58)$$

Estará garantida a resistência das bielas do bloco junto as estacas quando na situação de serviço a tensão de compressão $\sigma_{ck, \text{estaca}}$, na seção transversal da estaca não ultrapassar o limite de $0,25 f_{ck, \text{bloco}}$. Isso acontece nas condições mostradas na tabela 4:

Tabela 4 – Carga máxima de serviço nas estacas para garantir a segurança do bloco (kN)

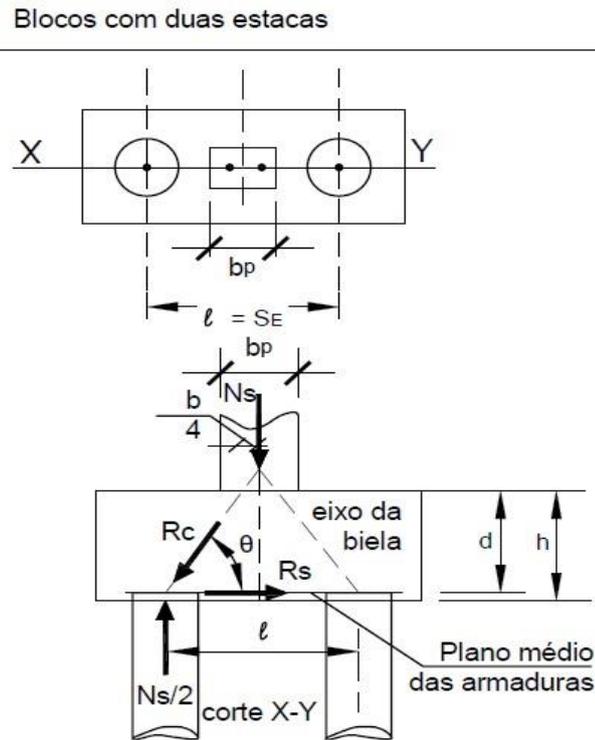
f _{ck,bloco} (Mpa)	Estacas (cm)			
	20x20	25x25	30x30	φ 40
20	200	300	450	600
25	250	350	500	750

Fonte: Fusco (1995).

2.6.1.1.5 Recomendações para o dimensionamento

As recomendações a seguir foram extraídas por Gertsenchtein (1972) apud Campos (2015) dos ensaios realizados por Blévoit e Frémy (1967).

Figura 25 – Recomendações para dimensionamento de blocos com duas estacas



Fonte: Campos (2015).

- Altura útil do bloco
Deve-se ter: $40^\circ < \theta < 60^\circ$
Preferencialmente: $45^\circ < \theta < 55^\circ$
Resultando em:

$$0,5 \left(l - \frac{bp}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (59)$$

- Armadura necessária

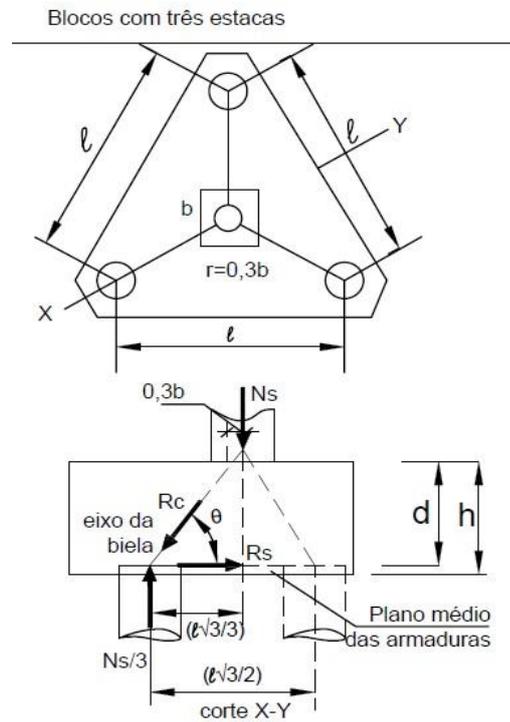
$$R_s = 1,15 \frac{N_s}{2} \frac{1}{\operatorname{tg} \theta} = 1,15 \frac{N_s}{4d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (60)$$

$$R_{sd} = 1,15 \frac{N_s d}{4d} \left(l - \frac{bp}{2} \right)^1 \quad (61)$$

Em que:

$$A_s = R_{sd} / f_{yd} \quad (62)$$

Figura 26 – Recomendações para dimensionamento de blocos com três estacas



Fonte: Campos (2015).

- Altura útil do bloco

Deve-se ter: $45^\circ < \theta < 55^\circ$

Resultando em:

$$0,58 \left(l - \frac{bp}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (63)$$

- Armaduras necessárias

$$R_{s, \text{diag}} = \frac{N_s \sqrt{3}}{9d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (64)$$

Segundo somente os lados:

$$R_{sd} (\text{lados}) = \frac{N_{sd}}{9d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (65)$$

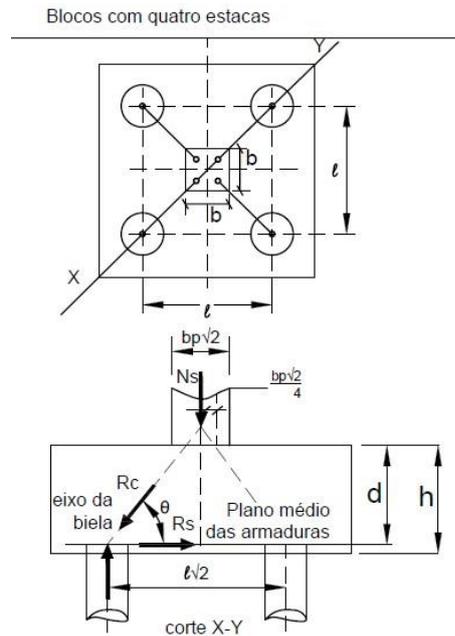
Segundo os lados e as diagonais:

$$R_{sd} (\text{lados}) = \frac{a \cdot N_{sd}}{9d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (66)$$

$$R_{sd} (\text{diag.}) = \frac{(1 - a) \cdot N_{sd} \cdot \sqrt{3}}{9d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (67)$$

$$\frac{2}{3} \leq a \leq \frac{4}{5}$$

Figura 27 – Recomendações para dimensionamento de blocos com quatro estacas



Fonte: Campos (2015).

- Altura do bloco

Deve-se ter: $45^\circ < \theta < 55^\circ$

Resultando em:

$$0,71 \left(l - \frac{bp}{2} \right) \leq d \leq \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (68)$$

- Armadura necessária

$$R_{s,diag} = \frac{N_1}{4} \frac{1}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{N_s \sqrt{2}}{8d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (69)$$

Segundo somente os lados:

$$R_{sd}(\text{lados}) = \frac{N_{sd}}{8d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (70)$$

Segundo os lados e as diagonais:

$$R_{sd}(\text{lados}) = \frac{a \cdot N_{sd}}{8d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (71)$$

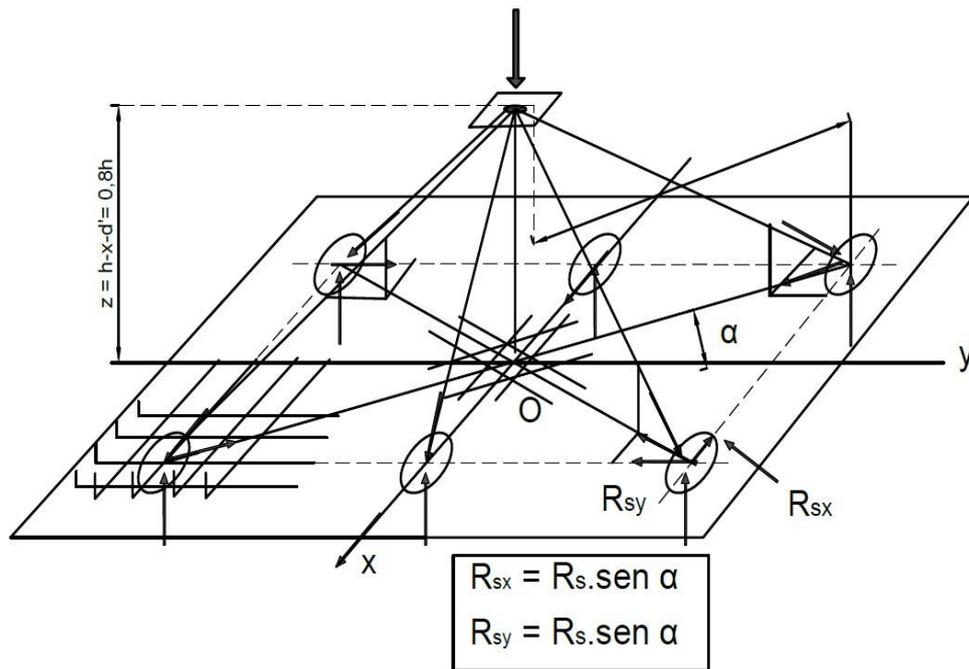
$$R_{sd}(\text{diag.}) = \frac{(1-a) \cdot N_{sd} \cdot \sqrt{2}}{8d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (72)$$

$$1/2 \leq a \leq 2/3$$

2.7 Detalhamento de armadura

Os arranjos das armaduras de tração situadas no fundo dos blocos podem ser organizados segundo dois critérios diferentes, ilustrados na figura 28. A quantidade de aço é determinada com a hipótese usual de que o braço de alavanca dos esforços internos seja $z = 0,8h$, sendo h a altura total do bloco.

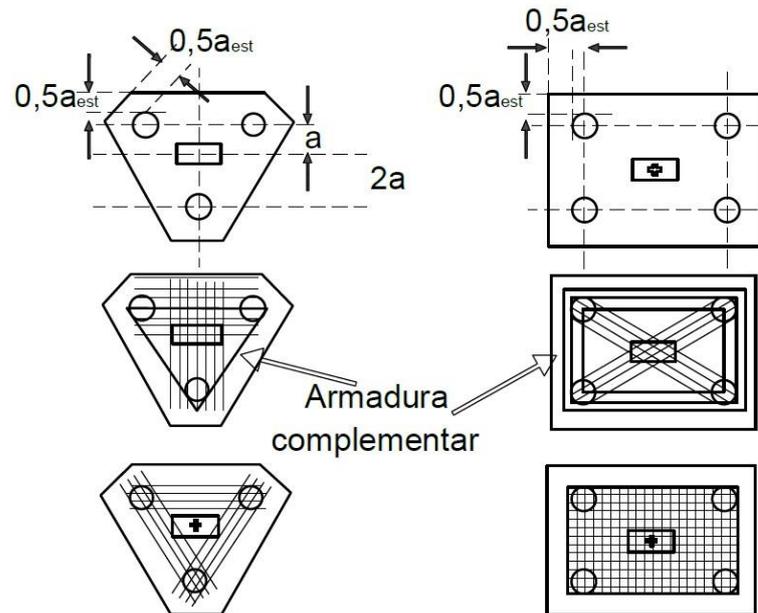
Figura 28 – Critérios de arranjo das armaduras



Fonte: Fusco (1995).

O arranjo determinado pelos planos que contém as próprias bielas, onde são concentradas as armaduras principais, apesar de ser o mais espontâneo, pode levar à superposição de muitas camadas de armadura, fato que deve ser evitado, tanto pela perda de altura útil que acarreta, quanto pela dificuldade de concretagem. O critério usual é empregar armaduras em apenas duas direções ortogonais entre si, sendo que os blocos com 3 ou 4 estacas permitem outras soluções.

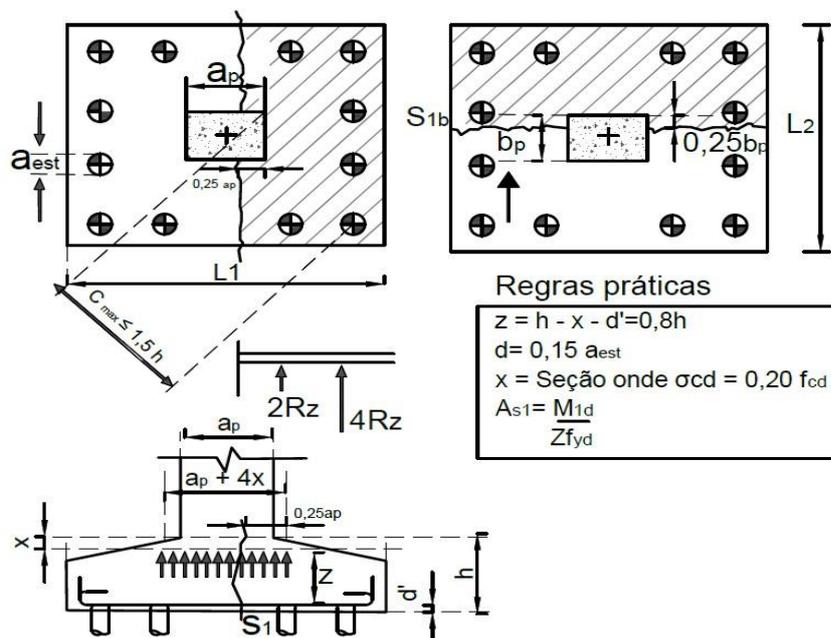
Figura 29 – Blocos de 3 ou 4 estacas



Fonte: Fusco (1995).

Montoya (2000) salienta que tanto em blocos rígidos quanto em blocos flexíveis é necessário dispor armaduras de espera para transpassar com as do pilar, devendo ser verificado tanto o comprimento de ancoragem como o de transpasse. Também será necessário verificar o comprimento de ancoragem nas armaduras de estacas que entram no bloco. O dimensionamento das armaduras dos blocos está mostrado na figura 30.

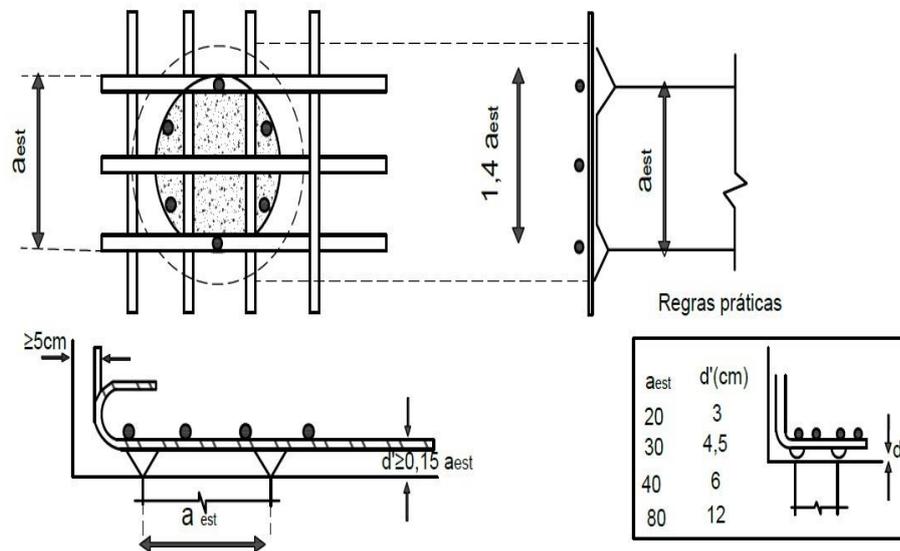
Figura 30 – Determinação das armaduras em duas camadas ortogonais



Fonte: Fusco (1995).

Observa-se que todas as barras dessas armaduras devem ter ganchos ou dobras de extremidade para garantir a ancoragem perfeita. Estes devem ficar situados efetivamente além da posição da estaca, como se mostra na figura 31. Como esses ganchos ou dobras estão mergulhados em massa de concreto, havendo inclusive barras transversais que eliminam a tendência ao fendilhamento, não há necessidade da presença de comprimentos retos de ancoragem, embora eles existam ao longo da seção ampliada da estaca. O cobrimento lateral das dobras ou ganchos deve sempre ser superior a 5cm. Em casos especiais podem ser necessárias armaduras complementares.

Figura 31 – Arranjo das armaduras sobre as estacas

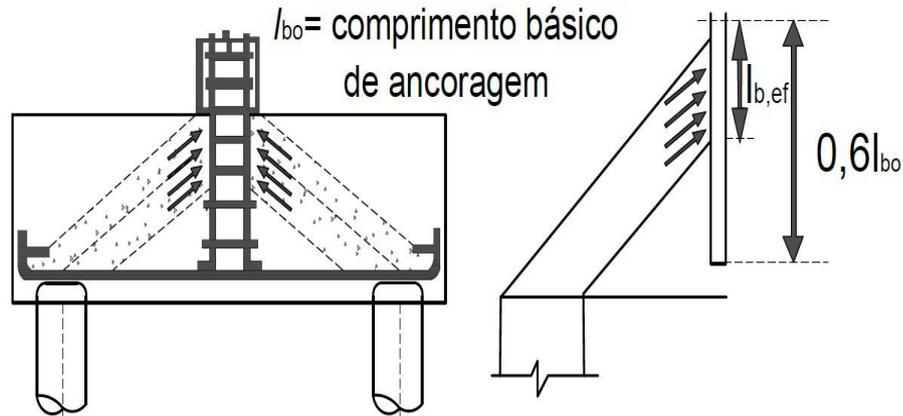


Fonte: Fusco (1995).

2.7.1 Ancoragens das armaduras dos pilares

Nos blocos que suportam pilares submetidos a compressão centrada, todas as barras da armadura longitudinal do pilar estão submetidas ao mesmo nível de tensões e sua ancoragem se dá essencialmente na região superior do bloco, sob a ação da compressão transversal das bielas diagonais, conforme figura 32. Todavia a altura do bloco deve permitir que as barras de armadura do pilar tenham pelo menos o comprimento $0,6l_{bo}$ (comprimento básico de ancoragem) dentro do bloco.

Figura 32 – Ancoragem da armadura dos pilares

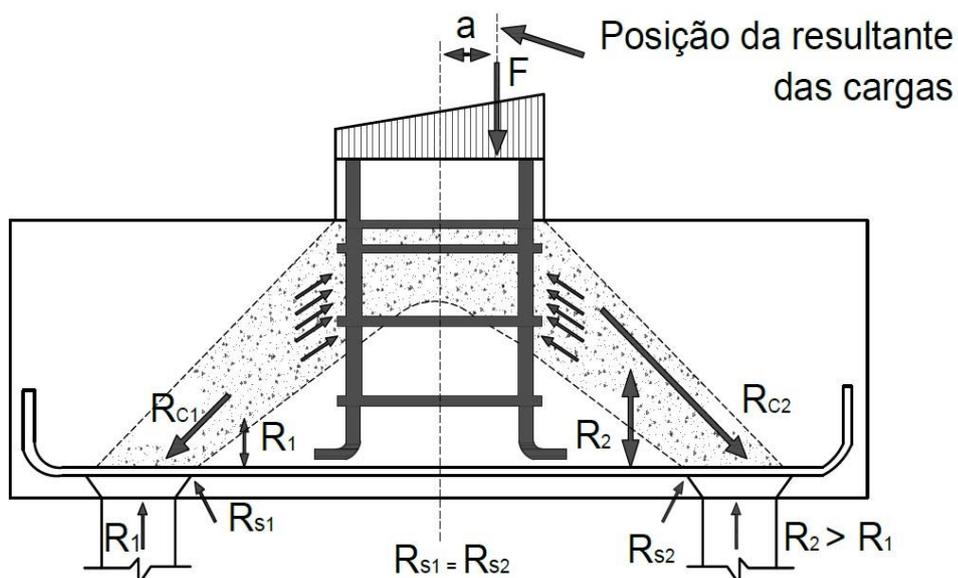


Fonte: Fusco (1995).

A armadura do pilar será sempre prolongada até o fundo do bloco, apoiando-se durante a construção por meio de dobras sobre a armadura horizontal do fundo do bloco. Para garantir a posição da armadura de arranque do pilar durante a concretagem, os estribos do pilar são colocados até o fundo do bloco.

No caso de pilares com pequena excentricidade de carga, a figura 33 mostra como se dá o equilíbrio de esforços internos. Nota-se que na armadura horizontal do bloco as forças R_{s1} e R_{s2} em princípio podem ser iguais. As forças R_{c1} e R_{c2} nas bielas diagonais ajustam-se por suas inclinações para garantir o equilíbrio vertical dos nós correspondentes a estacas com diferentes reações de apoio.

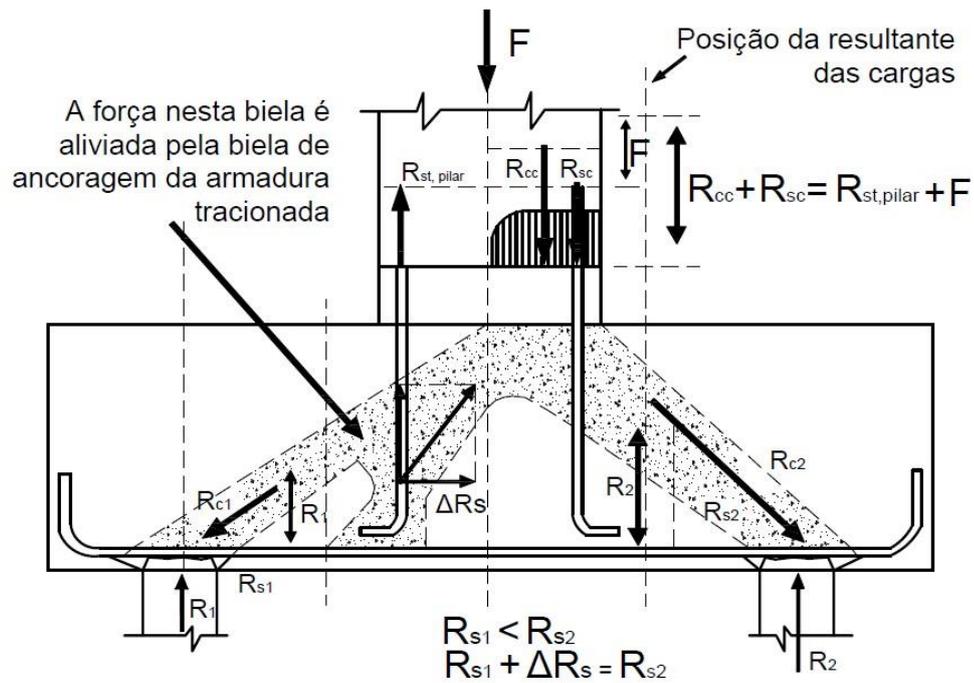
Figura 33 – Pilares com pequenas excentricidades



Fonte: Fusco (1995).

Na figura 34 está mostrado o equilíbrio de esforços internos quando o pilar está submetido a grande excentricidade de carga, mas a posição da resultante das cargas ainda fica entre as estacas.

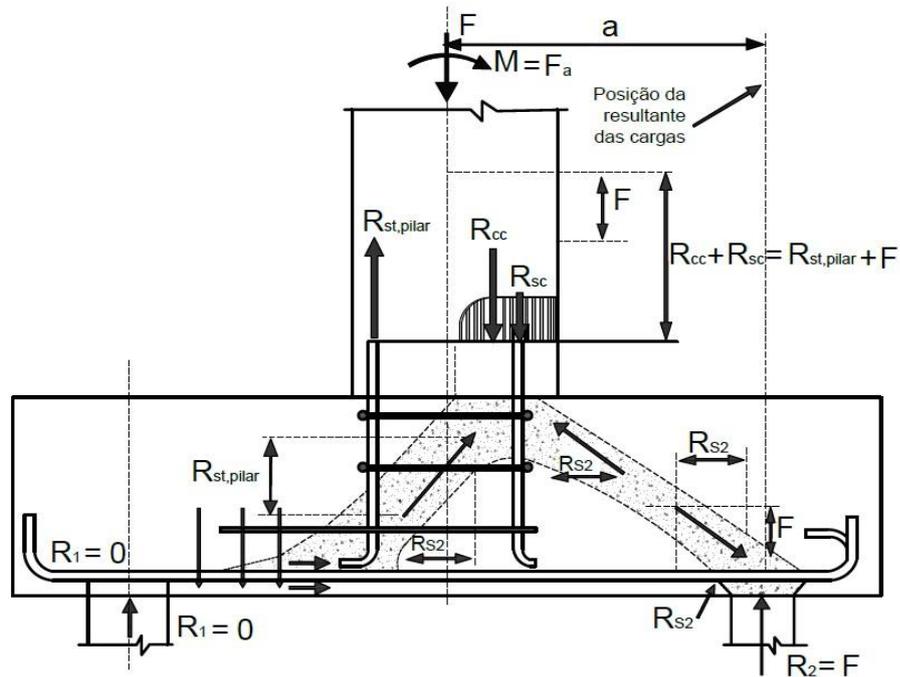
Figura 34 – Pilares com grande excentricidade



Fonte: Fusco (1995).

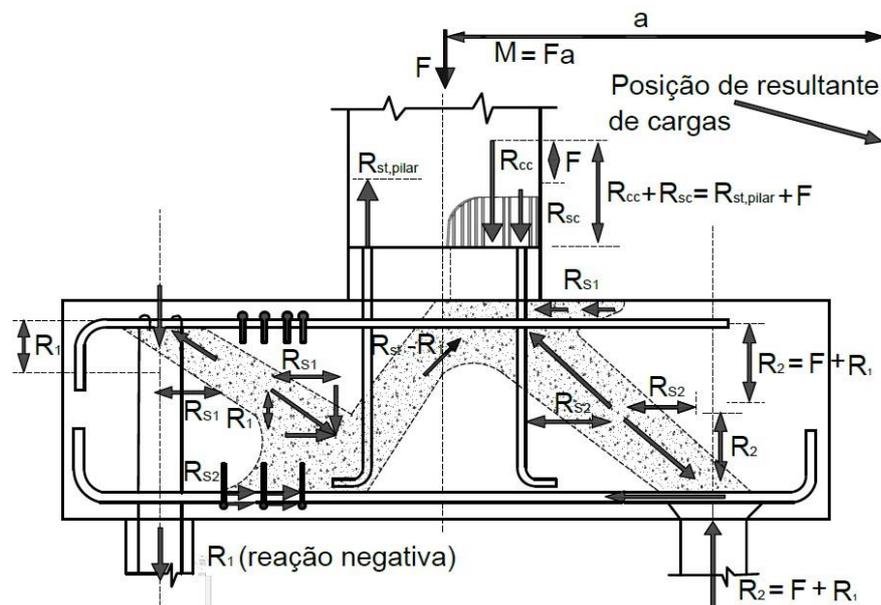
Na figura 35 mostra-se o caso particular em que uma das estacas tem reação nula e na figura 36 quando uma das estacas já está submetida a reações negativas.

Figura 35 – Uma estaca com reação nula



Fonte: Fusco (1995).

Figura 36 – Uma estaca com reação negativa



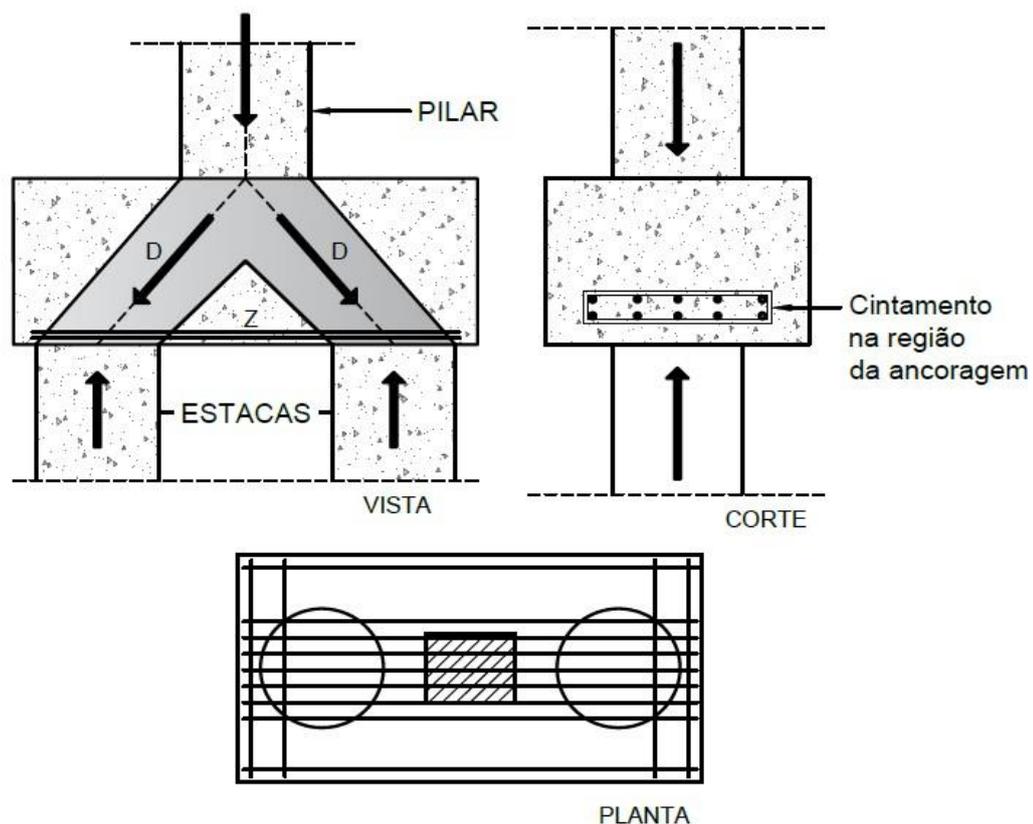
Fonte: Fusco (1995).

Serão apresentados os detalhamentos de armadura para blocos sobre duas, três e quatro estacas.

2.7.2 Blocos sobre duas estacas

Segundo Leonhardt (2007), a armadura dos tirantes sobre as estacas é comprimida fortemente na direção vertical, no local de sua ancoragem, de modo que, em geral, basta adotar comprimentos de ancoragem retas sem ganchos. Caso resulte, para uma camada, espaçamentos muito apertados entre as barras, é melhor dispor várias camadas, uma sobre as outras, do que deixar uma parte das barras fora das estacas. Do mesmo modo em que as vigas-paredes, pode-se ou deve-se, aqui neste caso, distribuir a armadura em uma altura de banzo de 0,1 a 0,2 d. no caso de forte concentração de armadura, recomenda-se alguns estribos que envolvam a zona de ancoragem.

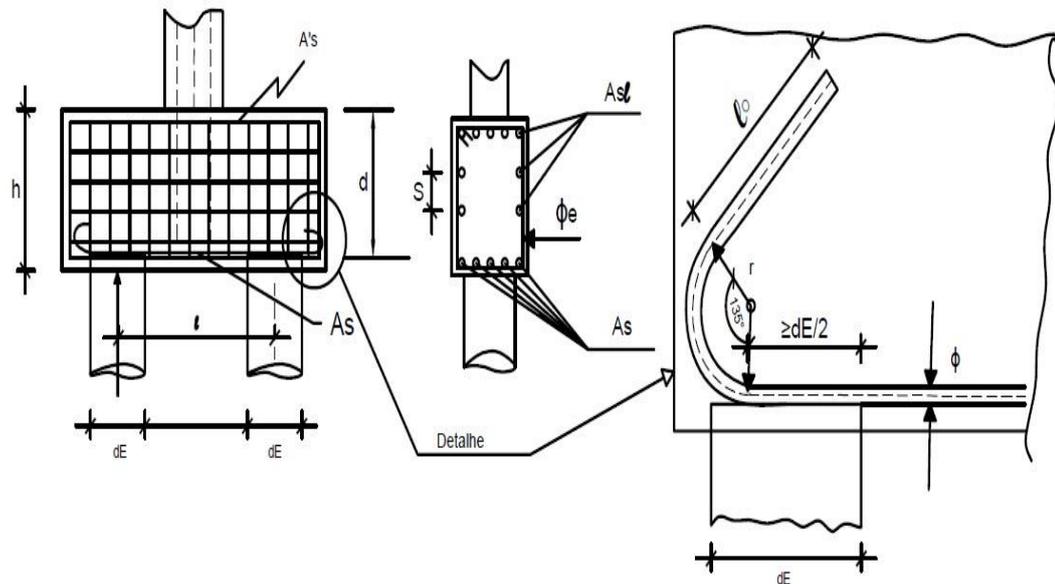
Figura 37 – Desenvolvimento dos esforços em um bloco simples para um pilar sobre duas estacas e armadura correspondente



Fonte: Leonhardt (2007).

Campos (2015) sugere o detalhamento apresentado na figura 38.

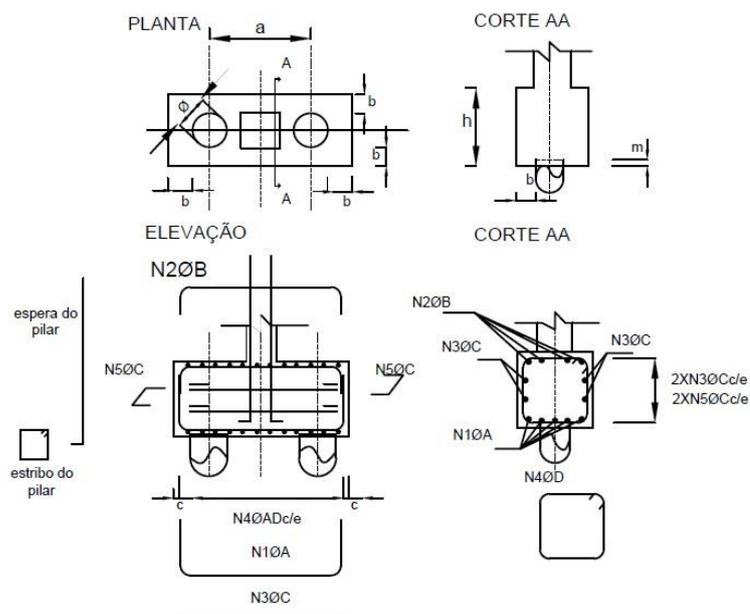
Figura 38 – Detalhamento de bloco sobre duas estacas



Fonte: Campos (2015).

Em virtude de serem muito genéricas as especificações da norma na questão de detalhamento de armadura de blocos, apresenta-se como sugestão (representada na figura 39) as armaduras segundo (Fernandes, 1976 *apud* Carvalho, 2009) para um bloco de duas estacas. Nas tabelas 5 e 6, os diâmetros mínimos das barras da armadura em função da capacidade das estacas e o espaçamento entre elas.

Figura 39 – Sugestão para detalhamento de armadura de bloco genérico com duas estacas



Fonte: Carvalho (2009).

Tabela 5 - Dimensões mínimas sugeridas para bloco de duas estacas

Variável	Significado	Valores mínimos
e	Diâmetro da estaca	≥ 20 cm
a	Distância entre estacas	$\geq 3.\phi$
b	Distância mínima da estaca à face do bloco	≥ 10 cm
m	Face da estaca após arrasamento	≥ 3 cm
c	Cobrimento	≥ 3 cm

Fonte: Carvalho (2009).

Tabela 6 - Diâmetros e espaçamento indicados para as barras

Diâmetro	Estacas até 500 kN	Estacas acima de 500 kN
A	$\geq 12,5$ mm	≥ 16 mm
B	≥ 10 mm	$\geq 12,5$ mm
C	$\geq 8,0$ mm	≥ 10 mm
D	$\geq 6,3$ mm	≥ 8 mm
e	≥ 15 cm	≥ 10 cm

Fonte: Carvalho (2009).

2.7.2.1 Armaduras complementares

A princípio, somente as armaduras principais seriam suficientes para absorver as imperfeições da obra. No caso do eixo do pilar não coincidir com o eixo das estacas, essa armadura torna-se necessária. Todavia, recomenda-se que tais armaduras sejam colocadas principalmente para o caso de blocos sobre duas estacas.

2.7.2.1.1 Armadura de pele (lateral ou “costela”)

Recomenda-se, além da armadura inferior principal, uma armadura lateral (de pele) igual a:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 03)A_{s,long}. \\ 0,10\% A_{c,alma} \text{ em cada fase} \end{cases} \quad (73)$$

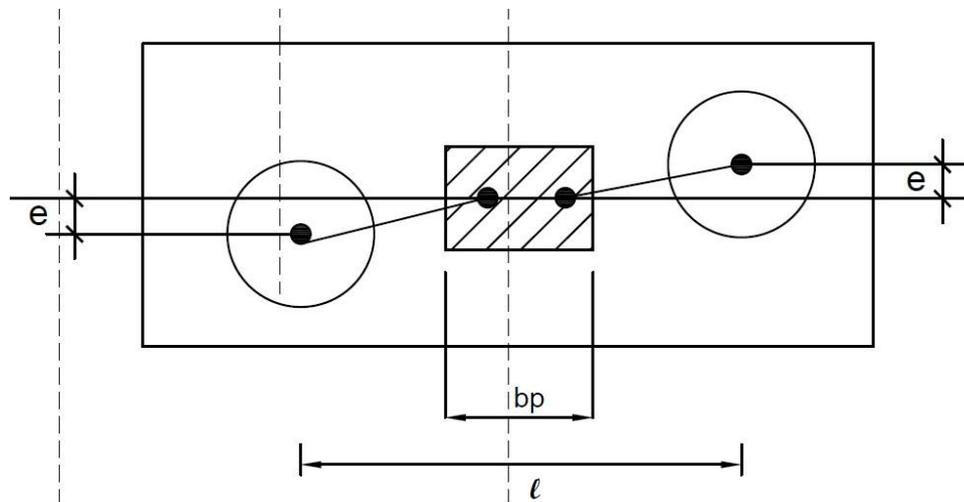
A largura fictícia para o cálculo da armadura lateral é:

$$b_{fic.} = d_E + 2t \quad (74)$$

A armadura de pele é obrigatória quando $h \geq 60$ cm (aumento da vida útil da peça). No caso de blocos sobre duas estacas, sempre utilizar a armadura lateral. Essa armadura tem dupla finalidade, ou seja, auxiliar na absorção de possíveis momentos de torção decorrentes da falta

de alinhamento do bloco com as estacas (conforme figura 40) e dar ao bloco uma ruptura mais dúctil.

Figura 40 – Excentricidade por falha de locação ou cravação



Fonte: Campos (2015).

Diâmetro da armadura lateral: $\phi_{lat} \geq 12,5 \text{ mm}$

Espaçamento (recomendação da NBR 6118 (2014), item 18.3.5):

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (75)$$

2.7.2.1.2 Armadura de arranque dos pilares

O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem, pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrentes de flexão (ou biela).

Mautoni (1971) *apud* Campos (2015) recomenda alguns detalhes para blocos de sobre duas estacas.

- Blocos com inclinação de bielas superior a 45° devem usar armadura de pele (armadura lateral) para absorver esforços de bielas da ordem de 20 a 25% da reação da estaca.
- A armadura construtiva na face superior do bloco é calculada por:

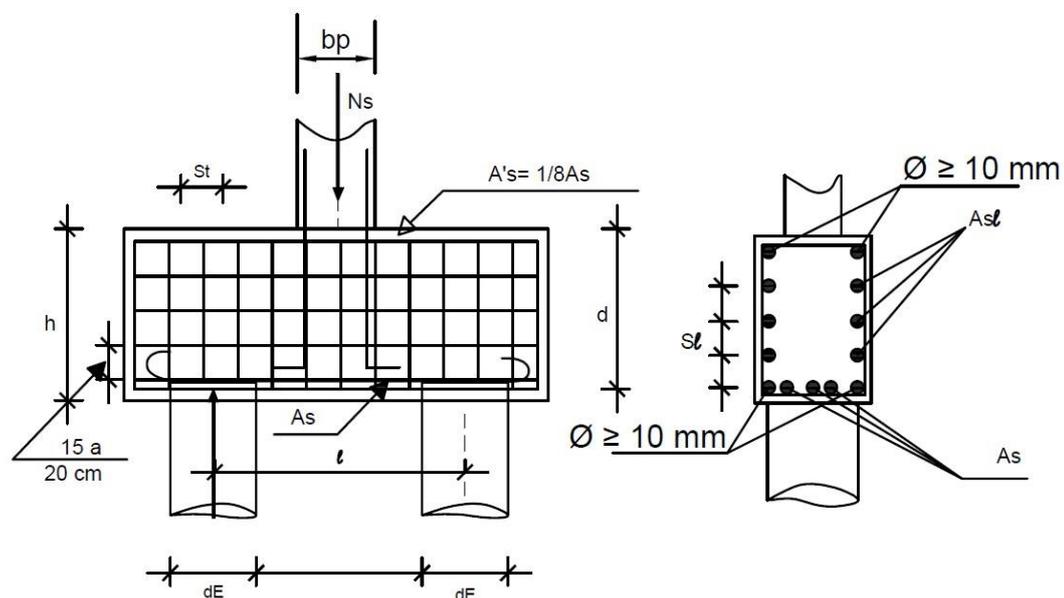
$$A'_s \cong \frac{1}{5} A_s \text{ (podendo chegar até } 1/8 \text{ de } A_s \text{ nos casos de blocos com estacas moldadas in loco de grande diâmetro)}$$

- Armaduras dos estribos:

Diâmetro: $\phi_e \geq \begin{cases} \phi 10 \text{ mm para aços comuns} \\ \phi 8 \text{ mm para aços especiais} \end{cases}$

- Espaçamento: s_t ou $s_t \leq \begin{cases} 12 \text{ cm quando } N_s \leq 800 \text{ kN} \\ 10 \text{ cm quando } N_s > 800 \text{ kN} \end{cases}$
- Para blocos com inclinação de bielas inferior a 40° , calcular os estribos pelo critério de viga.
- O início do dobramento do gancho deve ser fora da cabeça da estaca.
- Dobrar em gancho horizontal as extremidades da armadura de pele.

Figura 41 – Detalhe das armaduras de bloco sobre duas estacas



Fonte: Mautoni (1971).

2.7.3 Blocos rígidos sobre mais de duas estacas

As recomendações dadas por Carvalho (2009) se aplicam a blocos sobre três ou mais estacas:

- A única armadura realmente eficaz para aumentar a capacidade de carga do bloco é a principal de tração, que deve ser mantida constante em toda a extensão do vão entre as estacas, e devidamente ancorada na extremidade do bloco, com o comprimento de ancoragem contado a partir da face interna da estaca.
- Armaduras adicionais (longitudinais e estribos), embora não sejam necessárias do ponto de vista de resistência, são recomendadas construtivamente para melhorar o desempenho do bloco em termos de fissuração, bem como para combater eventuais

esforços na torção que podem ocorrer em razão de excentricidades acidentais tanto das estacas como do pilar.

- Recomenda-se que a quantidade geométrica tanto dos estribos verticais como dos horizontais seja da ordem de 0,5% da área de concreto correspondente.
- No bloco deve haver uma armadura de espera igual à armadura do pilar (armadura de arranque). O comprimento dessa armadura não deve ser menor que o comprimento de ancoragem nem menor que 30 vezes o seu diâmetro.
- O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares.
- Na face superior do bloco deve ser colocada uma armadura paralela à principal de tração, cuja capacidade mecânica seja da ordem de 1/6 desta.
- Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre as estacas for maior que 3ϕ , deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

Os blocos rígidos sobre mais de duas estacas podem ser calculados com a mesma teoria válida para os blocos sobre duas estacas. Esses blocos são mais simples de ser resolvidos quando regulares, pois conduzem a forças iguais nas diversas estacas para uma carga axial no pilar quando não existe flexão.

No modelo de funcionamento estrutural básico dos blocos regulares a carga no pilar é transmitida às estacas por bielas comprimidas (força F_b), cujo equilíbrio no nó L das estacas é garantido pela armadura de tração junto à face inferior do bloco.

Além da definição das dimensões do bloco, o cálculo de um bloco regular sobre mais de duas estacas consiste, em princípio, na determinação das seguintes grandezas:

Força da biela (F_b) que, devido à simetria (n é o número de estacas e, portanto, também o número de bielas), é dada por:

$$F_b = \frac{N}{n \cdot \sin \alpha} \quad (76)$$

Ângulo de inclinação das bielas (α) obtido em função de z (em geral $z = 0,9 \cdot d$) e a distância KL, sendo K o centro do bloco e L o centro da estaca:

$$\tan \alpha = \frac{z}{KL} \quad (77)$$

Força nas armaduras (F_s), obtida a partir da força nas bielas projetada no plano do bloco (direção KL) e decomposta, pela lei dos senos, nas direções definidas pelos centros das estacas.

Nos blocos regulares são iguais e, no caso particular de bloco regular sobre quatro estacas, são as forças F_{sx} e F_{sy} , e β o ângulo formado por KL e ML.

$$F_{sx} = F_{sy} = F_b \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta \quad (78)$$

Outro ponto importante no cálculo é a determinação do comprimento KL, ou seja, qual é o ponto (K) em que se considera atuando a parcela da carga do pilar, que define o centro de gravidade da área que “carrega” a estaca.

A partir das considerações anteriores, faz-se a verificação das tensões de compressão nas bielas junto ao pilar e junto às estacas (n é o número de estacas) e o cálculo das armaduras na direções apropriadas, de modo semelhante ao já efetuado para blocos sobre duas estacas.

Tensão de compressão nas bielas da base do pilar (relação entre a força de cálculo, na biela junto ao pilar, e a sua área):

Como $F_b = \frac{N}{n \cdot \text{sen} \alpha}$ e $A_{biela}^P = \frac{A_{pilar}}{n} \cdot \text{sen} \alpha$ resulta a expressão:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1,4 \cdot F_b}{A_{biela}^P} = \frac{1,4 \cdot N}{n \cdot \text{sen} \alpha \cdot \frac{A_{pilar}}{n} \cdot \text{sen} \alpha} \quad (79)$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N_d}{A_{pilar}} \cdot \text{sen}^2 \alpha \quad (80)$$

Tensão de compressão nas bielas junto à estaca (relação entre a força de cálculo, na biela junto à estaca, e sua área):

$$F_b = \frac{N}{n \cdot \text{sen} \alpha} \quad A_{biela}^e = A_{estaca} \cdot \text{sen} \alpha \quad (81)$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{N_d}{A_{estaca} \cdot n \cdot \text{sen}^2 \alpha} \quad (82)$$

Em diversas situações não se pode desprezar o efeito do momento fletor na base do pilar, e este momento tem que ser transmitido para as estacas.

O procedimento de cálculo a ser empregado nesta situação parte das seguintes hipóteses:

- O bloco possui movimento de corpo rígido e, portanto, ou tem transição ou rotação em torno de um eixo.
- As estacas estão rotuladas nos blocos, ou seja, só têm capacidade de transmitir esforço axial.
- Todas as estacas são de mesma dimensão e formato.

Seja um bloco em que o pilar aplica, no seu centro, uma força normal N e um momento fletor M (atuando sobre o eixo y). Pelo princípio da superposição de efeitos, pode-se escrever:

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum r_i^2} \cdot r_i \quad (83)$$

Em que:

P_i – carga vertical que ocorre na estaca i ;

n – número de estacas existentes no bloco;

r_i – distância do centro da estaca até o eixo de giro do bloco (neste caso eixo y).

2.7.3.1 Blocos sobre três estacas

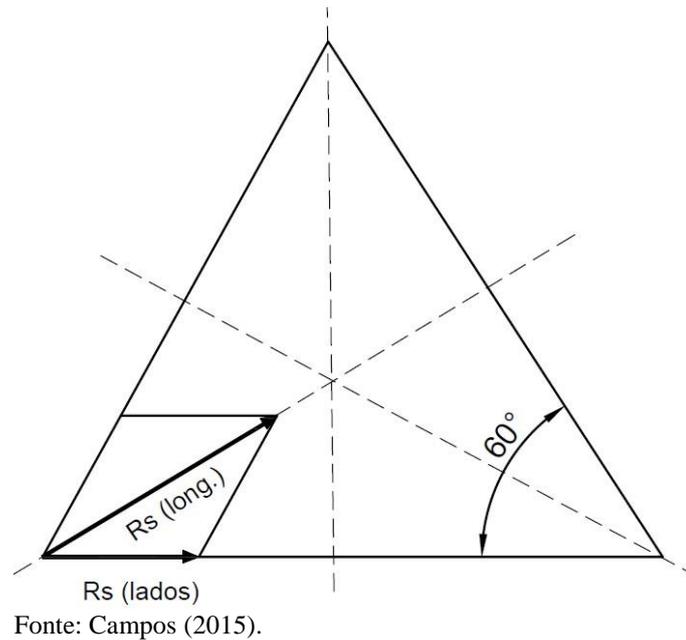
Apresentam-se, a seguir, recomendações para detalhamento de bloco sobre três estacas dadas por Campos (2015): ancoragem das armaduras deve obedecer aos mesmos detalhes apresentados para as barras tracionadas. No caso de cintas, as emendas devem ser feitas por superposição mínima igual ao comprimento de ancoragem de barras tracionadas. Quando se utilizarem armaduras somente segundo os lados ou cintas, recomenda-se a colocação de uma malha para reduzir a fissuração do fundo do bloco. A armadura da malha deve ter área de $1,5A_s$ (lados) em cada direção.

Se as armaduras forem dispostas segundo os lados do triângulo, basta decompor o valor de $R_{s(diag.)}$, nas direções dos lados.

$$R_{s(lados)} = \frac{R_{s(diag.)}}{2 \cos 30^\circ} = \frac{R_{s(diag.)}}{\sqrt{3}} \quad (84)$$

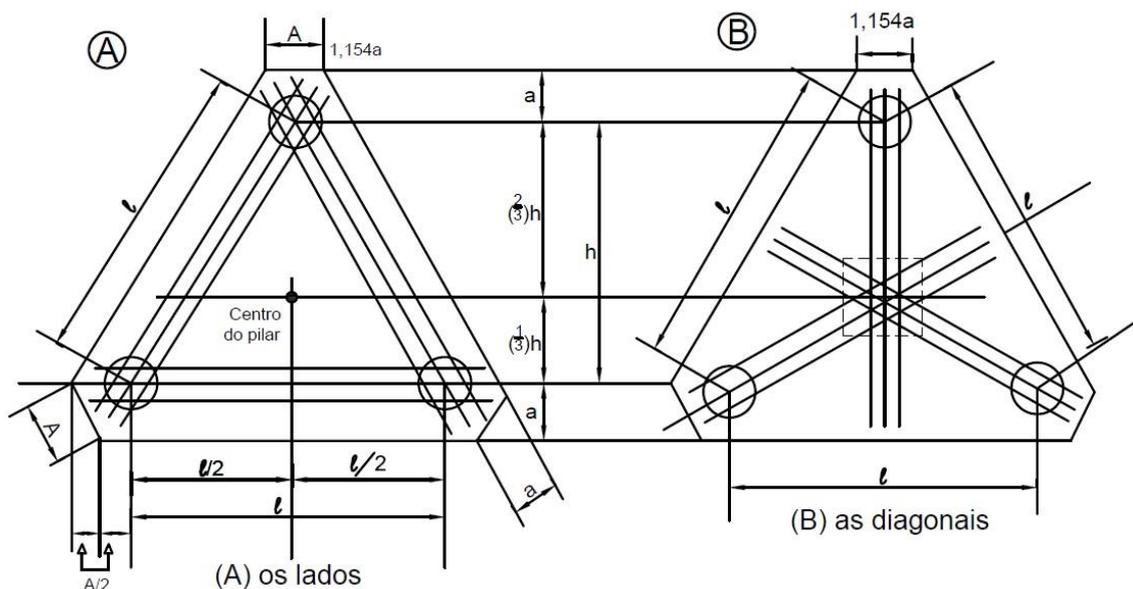
$$R_{s(diag.)} = \frac{Ns}{9d} (l \cdot \sqrt{3} - 0,9bp) = \frac{Ns \cdot \sqrt{3}}{9d} \left(l - \frac{bp}{2} \right) \quad (85)$$

Figura 42 – Decomposição da força da armadura nas laterais



Nessas treliças, as bielas se superpõem e o esforço final será sempre o mesmo, quaisquer que sejam os quinhões atribuídos as treliças. Nas barras tracionadas que ocupam a posição dos lados da base, o esforço será $\alpha \cdot R_s$, conforme figura 43A. E nas barras tracionadas que ocupam as diagonais será igual a $(1 - \alpha)R_s$, conforme figura 43B.

Figura 43 – Disposição de armaduras em blocos sobre três estacas



Fonte: Campos (2015).

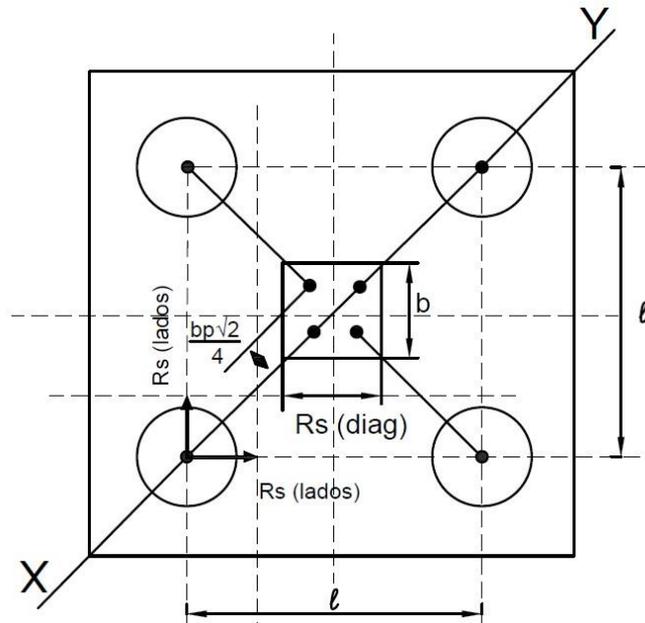
2.7.3.2 Blocos sobre quatro estacas

Se as barras tracionadas forem os lados do quadrado que tem por vértices as interseções dos eixos das estacas com o plano médio das armaduras, basta decompor o valor de R_s (diagonais) nas direções dos lados, conforme figura 44.

$$R_{s(lados)} = \frac{R_s(diag.)}{\sqrt{2}} \quad (86)$$

$$R_{s(long.)} = \frac{R_s(diag.)}{\sqrt{2}} \quad (87)$$

Figura 44 – Decomposição da força de tração nas laterais



Fonte: Campos (2015).

Dentre as recomendações para detalhamento de blocos sobre quatro estacas dadas por Campos (2015), tem-se: no caso da existência de armaduras somente segundo os lados, recomenda-se a colocação de malha inferior (na base do bloco) com seção total, em cada direção, pelo menos igual a 1/5 da malha da armadura principal. ($A_{s(lados)}$).

Tendo em vista a observação feita para os blocos sobre três estacas, Blévoit e Frémy recomendam que as armaduras segundo os lados sejam calculadas por:

$$R_{sd(lados)} = \frac{\alpha \cdot N_{sd}}{8d} \left(l - \frac{b_p}{2} \right) \quad (88)$$

E que a armadura distribuída da malha seja igual a:

$$R_{sd(malha)} = \frac{2,4(1-\alpha) \cdot N_{sd}}{8d} \left(l - \frac{b_p}{2} \right) \quad (89)$$

Em cada direção, mantendo $3/4 \leq \alpha \leq 6/7$ (recomenda-se $\alpha = 0,8$).

De acordo com a NBR 6118 (2014), a armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas em proporções de equilíbrio das respectivas bielas.

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado, segundo o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (2014), por:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} (0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm) \quad (90)$$

Em que:

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

$\alpha = 10,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3 \phi$;

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2. da NBR 6118;

$\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2. da NBR 6118, e gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (91)$$

$$f_{ctd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd} \quad (92)$$

Em que $n_1 = 2,25$; $n_2 = 1,0$; $n_3 = 1,0$ (item 9.3.2.1. da NBR 6118)

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21 f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 f_{ck}^{2/3} \quad (93)$$

Tabela 7 - Valores de $\alpha \cdot l_b$

	20	25	30	35
Reto sem gancho	44 ϕ	38 ϕ	34 ϕ	30 ϕ
Com gancho	31 ϕ	27 ϕ	24 ϕ	21 ϕ

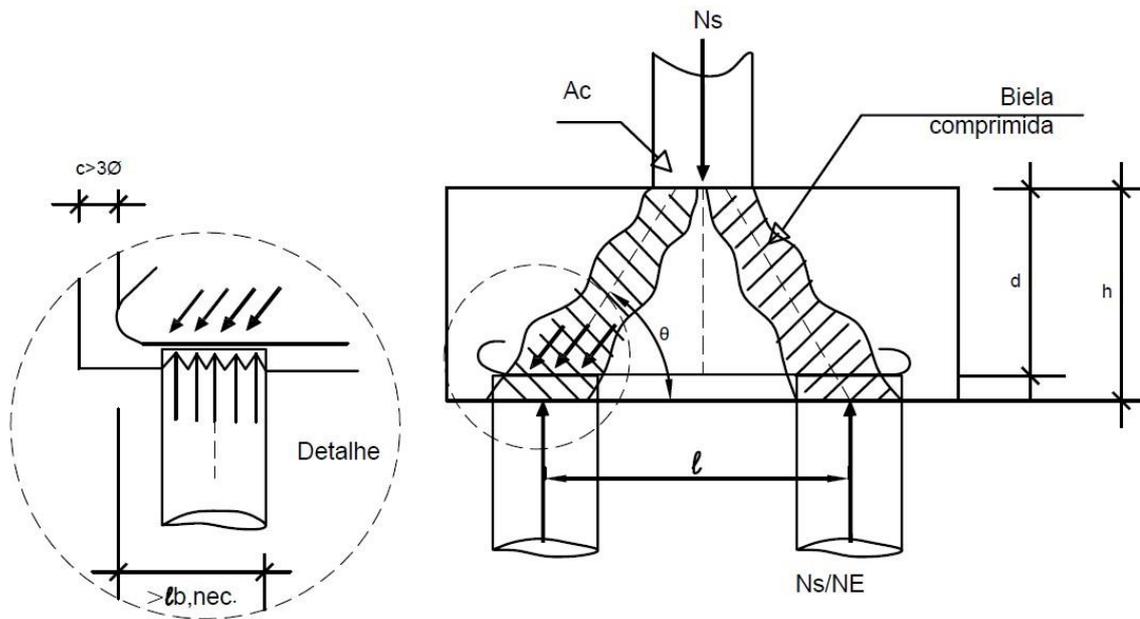
Fonte: Campos (2015).

O valor do comprimento necessário pode ser reduzido em 20% pelo fato de a compressão da biela ser um efeito favorável.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Para barras com $\varnothing \geq 20$ mm devem ser utilizados de 135° ou 180° .

Colocar ganchos nas extremidades das barras.

Figura 45 – Ancoragem da armadura principal junto à estaca



Fonte: Campos (2015).

Para barras com $\varnothing \geq 20$ mm devem ser utilizados ganchos de 135° ou 180° . Para barras com $\varnothing \geq 25$ mm deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que pode ocorrer o destacamento de toda a malha da armadura.

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas sobre as estacas, medida a partir da face das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrentes da compressão das bielas.

Tabela 8 - Diâmetro de dobramento de pinos

Bitola (mm)	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 ϕ	5 ϕ	6 ϕ
≥ 20	5 ϕ	8 ϕ	-

Fonte: Campos (2015).

2.7.4 Armaduras complementares

Serão expostas as armaduras complementares passíveis de serem introduzidas nos blocos.

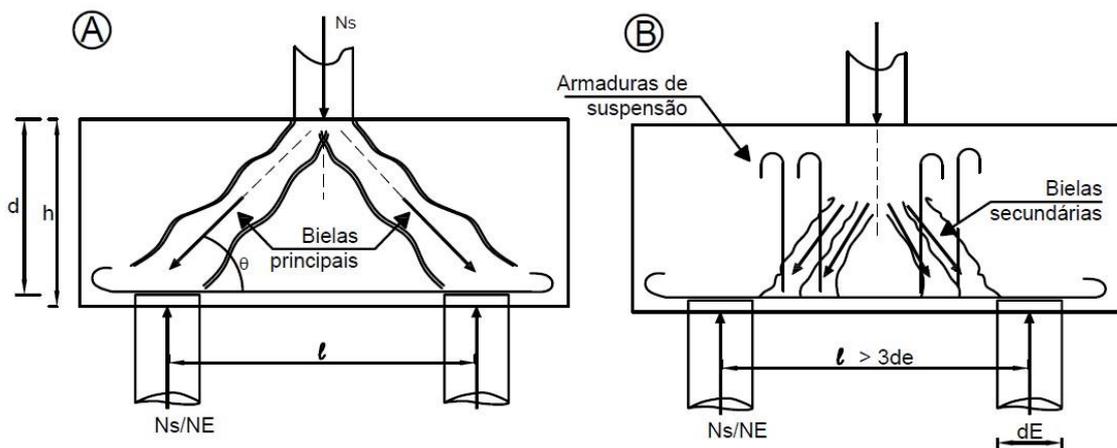
2.7.5 Armadura complementar em malha

Para controlar a fissuração, deve ser prevista uma armadura adicional em malha uniformemente distribuída em duas direções para, no máximo, 20% dos esforços totais, completando a armadura principal, calculada com uma resistência de cálculo de 80% de f_{yd} .

2.7.6 Armadura de suspensão

Quando a armadura é uniformemente distribuída (malha, por exemplo), há uma tendência de a biela de compressão se apoiar fora da estaca, exigindo uma armadura de levantamento. A inexistência dessa armadura pode permitir uma ruptura por tração do concreto, conforme figura 46. Essa ruptura é típica de carregamento por baixo.

Figura 46 – Bielas: (A) situação idealizada e (B) situação real



Fonte: Campos (2015).

Embora o modelo de bielas parta do pressuposto de que toda a carga vertical é transmitida as estacas por meio de bielas principais comprimidas, o comportamento real revela que, a medida que as estacas se distanciam entre si (acima de $3d_e$), a carga tende a descer a 45° e, diante disso, surgem bielas secundárias entre as estacas. Ou seja, parte da carga vertical se propaga para o intervalo entre as estacas (região onde não existe apoio). Logo, deve-se levantar

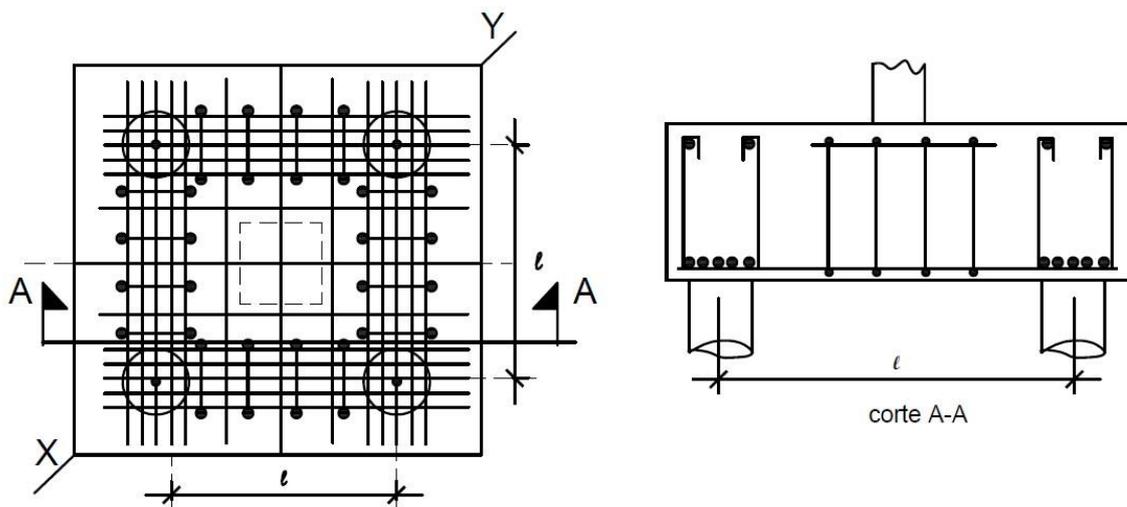
essa parcela da carga por meio de armaduras de suspensão, calculadas pela seguinte equação, onde N_{sd} é a carga vertical oriunda da superestrutura acrescida do peso próprio do bloco:

$$A_{susp.} = \frac{N_{sd}}{1,5n_E \cdot f_{yd}} \quad (94)$$

Esse tipo de ruptura foi observado por Blévoit e Frémy (1967) e por Leonhardt e Monnig (1978). Os últimos sugerem a colocação de estribos segundo os lados, conforme apresenta a figura 47.

Como não tem sido usual a utilização de estribos em blocos pela dificuldade de detalhamento, sugere-se evitar a utilização de blocos somente com malhas em blocos sobre quatro estacas, bem como somente armadura segundo as diagonais no caso de blocos sobre três estacas.

Figura 47 – Armadura de levantamento segundo Leonhardt e Monnig (1978)



Fonte: Campos (2015).

Para equilibrar uma parcela da carga (para blocos com no mínimo três estacas), a NBR 6118 (2014) preconiza que tal armadura deverá ser utilizada nos casos em que a armadura de distribuição for superior a 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for superior a três vezes o diâmetro da estaca.

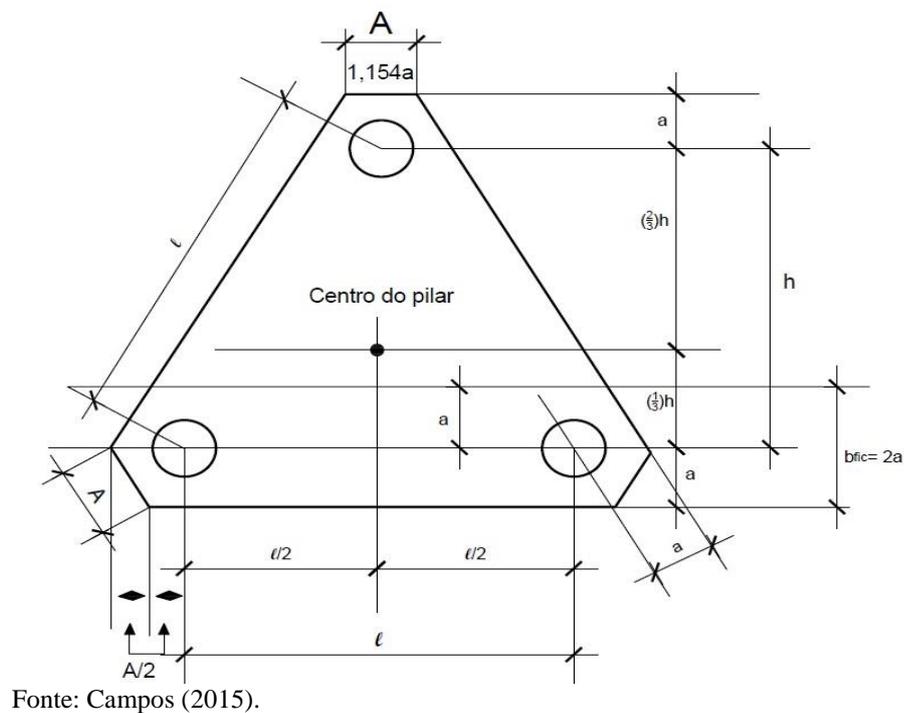
2.7.7 Armadura de pele (armadura lateral)

Em peças de grande altura ou com grandes cobrimentos para a armadura principal, recomenda-se a armadura lateral com a finalidade de reduzir fissuras. Essas armaduras devem ser localizadas nas faces do bloco com área mínima de:

$$A_{s,lat.} > \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long.} \\ 0,10\%B_{fic} \cdot h(\text{em casa face}) \end{cases} \quad (95)$$

Em blocos de três ou mais estacas, o valor de b_{fic} pode ser tomado igual a 2^a . O espaçamento dessa armadura lateral não deve ser superior a 20cm.

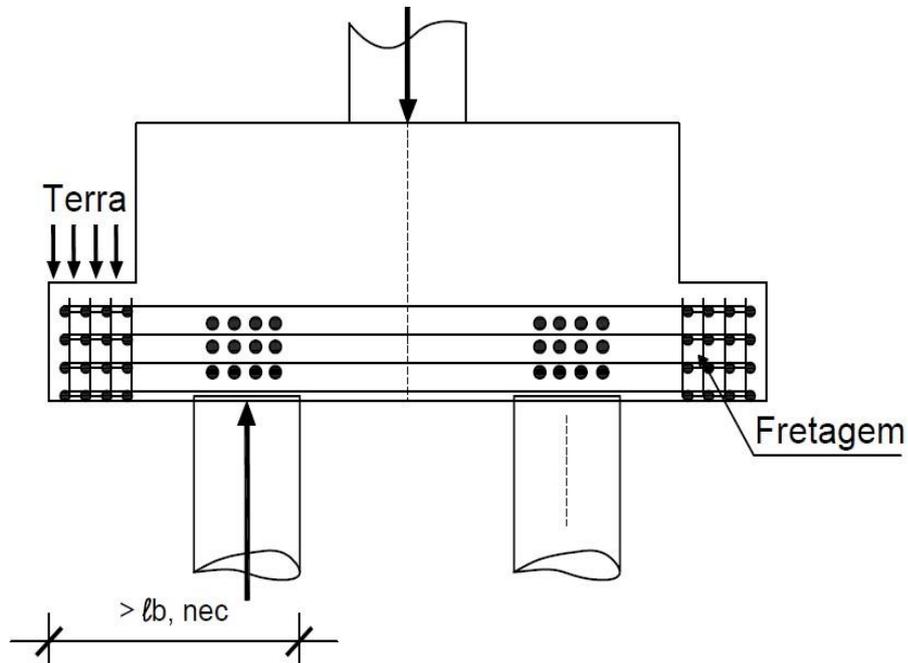
Figura 48 – Largura fictícia



No caso de várias camadas de armaduras, não se pode ancorar com gancho e utiliza-se o seguinte detalhe:

Cria-se um dente para conseguir o comprimento de ancoragem reta necessário. É recomendável fazer uma fretagem das barras nessa região (gaiola). Utilizam-se, para tanto, armaduras com área igual a 0,2 a 0,3 da área da armadura principal. A armadura desse consolo para a carga de terra não deve ser esquecida.

Figura 49 – Consolo no bloco para ancoragem reta



Fonte: Campos (2015).

2.8 Considerações normativas

A seguir serão apresentadas as considerações normativas, sendo abordadas as NBR 6118 (2014) - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e 6122 (2010) - Projeto e execução de fundações, apesar de já terem sido abordadas instruções em itens específicos.

2.8.1 NBR 6118 (2014)

Segundo a NBR 6118 (2014), blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, sendo estes classificados em rígidos ou flexíveis.

Para os blocos podem ser utilizadas a análise linear, a análise plástica ou a análise não linear. A análise linear, na maioria dos casos, deve ser realizada com o emprego de procedimento numérico adequado, como, por exemplo, diferenças finitas ou elementos finitos.

2.8.1.1 Classificação

A NBR 6118 (2014) classifica os blocos, de acordo com o comportamento estrutural, em rígidos e flexíveis. O primeiro se caracteriza por trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas; forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão; trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas. Para os blocos flexíveis faz-se necessário uma análise mais completa, incluindo a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração e verificação da punção.

2.8.1.2 Modelo de cálculo

A NBR 6118 (2014) indica que para cálculo e dimensionamento dos blocos são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras. Sempre que houver forças horizontais significativas ou forte assimetria, o modelo deve contemplar a interação solo-estrutura.

2.8.1.3 Detalhamento da armadura de flexão de blocos rígidos

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

No caso de estacas tracionadas, a armadura da estaca deve ser ancorada no topo do bloco. Alternativamente, podem ser utilizados estribos que garantam a transferência da força de tração até o topo do bloco.

2.8.1.4 Detalhamento da armadura de distribuição de blocos rígidos

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais. Porém a norma indica que este valor pode ser reduzido desde que seja justificado o controle das fissuras na região entre as armaduras principais.

2.8.1.5 Detalhamento da armadura de suspensão de blocos rígidos

Deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que o triplo do diâmetro da estaca.

2.8.1.6 Detalhamento da armadura de arranque de pilares

O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Nessa ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco.

2.8.1.7 Armadura lateral e superior

Quando o bloco estiver sobre duas ou mais estacas em uma linha única, deve-se adicionar armaduras laterais e superior.

2.8.2 Blocos de fundação

Não pode ser usado concreto simples para blocos sobre estacas. A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas. A espessura média do bloco não pode ser menor do que 20 cm. O dimensionamento das seções transversais deve ser feito pelo método dos estados-limites. O momento fletor majorado deve ser determinado na seção crítica, que pode ser considerada na face da coluna ou parede. A força cortante majorada deve ser calculada para a seção crítica na face da coluna, pedestal ou parede, e não pode superar:

$$V_{Sd} \leq A_c \tau_w R_d \quad (96)$$

2.8.3 NBR 6122 (2010)

A NBR 6122 (2010) trata dos blocos como elemento de fundação superficial e prescreve que os diagramas de tensão devem ser obtidos de forma similar aos de sapatas.

Os blocos de fundação devem ser dimensionados de tal maneira que o ângulo β (ângulo entre a biela e o tirante), expresso em radianos, satisfaça a expressão:

$$\frac{\tan \beta}{\beta} = \frac{\sigma_{adm}}{f_{ct}} + 1 \quad (97)$$

Onde: σ_{adm} é igual à tensão admissível do terreno, expressa em MPa;

$f_{ct} = 0,4 f_{ctk} \leq 0,8$ MPa, onde f_{ctk} é a tensão de tração no concreto;

f_{ctk} é a resistência característica à tração no concreto.

Quando não existem ensaios da ANBT NBR 7222, a NBR 6122:2010 recomenda que o valor da resistência característica à compressão (f_{ck}) seja estimado a partir das expressões:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (98)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (99)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (100)$$

Onde:

$f_{ct,m}$ é a resistência a tração média;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência a tração inferior;

$f_{ctk,sup}$ é a resistência a tração superior;

Lembrando que a norma estabelece os valores em megapascals.

2.9 Pesquisas existentes

Quando na escolha do tipo de fundação a ser utilizado em uma determinada obra a opção escolhida for estacas, faz-se necessário a construção de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento ou também conhecido bloco sobre estacas. Sakai (2010) propõe demonstrar a relação de métodos de cálculo de reações nas estacas e tensões nos blocos de estacas envolvidos pelo solo, através de análise numérica baseado no Método dos Elementos Finitos, com características tridimensionais e não-lineares. Para tanto a autora fez uso do programa DIANA, além do

MIDAS/FX+. Para as análises deste trabalho, a taxa de armadura foi mantida constante a fim de que se pudesse verificar a influência da altura de blocos apoiados e com a consideração da interação solo-estrutura: mola e maciço. Foram realizadas análises lineares e não lineares de blocos com 40, 80, 115 e 200cm de altura com cargas aplicadas em um pilar central e também distribuídas sobre o bloco. Calcularam-se as reações pelo método proposto por Poulos e Davis (1980), onde o bloco é considerado rígido ou totalmente flexível. Verificou-se que a maior parcela da carga se concentra nas estacas mais afastadas do centro de aplicação da carga, nas laterais do bloco.

Nas análises lineares, observou-se que quando se leva em consideração a interação solo-estrutura, as reações nas estacas são mais concentradas nas laterais do bloco. Verificou-se também uma maior concentração de cargas nas estacas centrais quando se utiliza formas de modelagens tradicionais: blocos apoiados ou utilizando molas para simular a interação solo-estrutura. Quando modelado com as propriedades não lineares do concreto armado, observou-se que quanto menor a altura do bloco maior é a influência das propriedades de fratura do concreto.

Quanto à carga absorvida pelo solo sob o bloco, para os dois tipos de aplicação de carga e para as diferentes alturas dos blocos, observou-se que ficou entre 10% e 12% para todas as análises. Com os resultados obtidos, Sakai (2010) conclui sobre a importância da interação solo-estrutura no estudo destes blocos, destacando-se que como exemplo, que se o solo é levado em consideração nas análises de blocos rígidos, as maiores reações se concentram nas estacas laterais do bloco, independente do tipo de aplicação de carga estudada e não nas estacas centrais como alguns métodos simplificados propõem.

Munhoz e Giongo (2007) estudaram o comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre duas, três, quatro e cinco estacas, submetidos à ação de força centrada. Com o objetivo de contribuir na análise de critérios de projeto, utilizaram-se resultados obtidos por meio de modelos analíticos e realizou-se análise numérica por meio de programa baseado no Método dos Elementos Finitos. Foi desenvolvida, ainda, uma análise comparativa entre os processos de dimensionamento adotados em projeto, na qual se verificou grande variabilidade dos resultados. Para análise numérica adotou-se comportamento do material como elástico linear e os resultados de interesse foram os fluxos de tensões em suas direções principais. Nos modelos adotados variaram-se os diâmetros de estacas e as dimensões dos pilares, a fim de se verificar as diferenças na formação dos campos e trajetórias de tensões. Concluiu-se que o modelo de treliça utilizado em projetos é simplificado e foram feitas algumas sugestões para a utilização de um modelo de Bielas e Tirantes mais refinado. Foi possível a verificação da

influência da variação da geometria de estacas e de pilares no projeto de blocos sobre e a revisão dos critérios para os arranjos das armaduras principais. Para os modelos de blocos sobre cinco estacas com o centro geométrico de uma das estacas coincidente com o centro do pilar, concluiu-se que o comportamento não é exatamente como considerado na prática.

Kvas e Marcos (2014) estudaram o comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre duas, três e quatro estacas, submetidos a esforço centrado, através de análise numérica. Os parâmetros de pré-dimensionamento e carregamento adotados foram baseados em trabalhos de autores consagrados no tema, variando-se as dimensões dos pilares, blocos e estacas a fim de encontrar variações no fluxo de tensões e comportamento geral dos modelos. Para a modelagem dos blocos foi utilizado o software SAP2000 © 2013, que faz as análises através do método dos elementos finitos. Foi considerado nesta pesquisa o comportamento elástico-linear dos materiais e os resultados de interesse foram os fluxos de tensões em suas direções principais. Fez-se uma comparação entre os modelos desenvolvidos e os estudados na revisão bibliográfica. Pôde-se concluir que os modelos analíticos existentes na literatura são mais conservadores que os modelos numéricos e que o espraiamento das tensões na base do pilar difere do método de bielas e tirantes desenvolvido por Blévyot (1967). Percebeu-se que a variação geométrica dos blocos influenciou na distribuição dos esforços ao longo dos modelos, sendo que houve comportamento semelhante entre os blocos de duas, três e quatro estacas.

Oliveira (2013) analisou o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco estacas, dispostas nos vértices de um trapézio, e sobre seis estacas, com o arranjo retangular, considerado pilar com força centrada. O autor estudou diversos métodos analíticos para o dimensionamento dos blocos, no intuito de avaliar a compatibilidade entre o comportamento dos blocos e as hipóteses de cada método. Foi desenvolvida análise numérica tridimensional utilizando programa baseado no método dos elementos finitos. Nos blocos estudados avaliou-se a deformabilidade do solo de apoio das estacas, por meio de molas elásticas, a seção transversal do pilar, considerando pilar quadrado e pilar retangular, as alturas dos blocos sobre estacas e a resistência do concreto. A configuração do fluxo de tensões, vista em perspectiva, indicou a formação de bielas comprimidas discretas ligando o pilar ao topo das estacas. Observou-se que quanto mais deformável for o solo, mais uniformes são as distribuições das reações entre as estacas e das tensões de tração nas barras das armaduras principais. Verificou-se que as configurações das bielas mudaram conforme se alterou a seção transversal do pilar, indicando a importância de se considerar esse aspecto no dimensionamento analítico dos blocos. A altura influenciou de maneira significativa na rigidez e na resistência dos blocos. No entanto, os blocos com grandes alturas não apresentaram bom comportamento

estrutural e os blocos com pequenas alturas não indicaram boa distribuição das reações nas estacas, com as tensões de tração se concentrando entre as barras das armaduras entre as estacas mais próximas do pilar. Observou-se que o aumento da resistência do concreto acarretou no aumento da resistência dos blocos, porém não influenciou na rigidez de modo significativo. Os métodos analíticos que se baseiam nas verificações das resistências à momento fletor e a força cortante não foram compatíveis com o fluxo de tensões obtido, que por sua vez indicou melhor compatibilidade com o método das bielas e tirantes. Por fim, foi possível verificar a aplicabilidade de um método analítico, já existente, que emprega conceitos do método das bielas e tirantes, é simples e de fácil utilização para o dimensionamento de blocos sobre cinco e seis estacas. Esse método considera a altura dos blocos por meio do ângulo de inclinação das bielas, a variação da seção transversal do pilar e diferentes arranjos para as estacas.

Tanno (2012) estudou o comportamento estrutural de blocos sobre estacas em concreto armado situados em divisas de terrenos. Foi feita revisão bibliográfica abordando os assuntos de blocos de coroamento, vigas de equilíbrio, modelo de bielas e tirantes e um breve comentário sobre o programa computacional Diana (2010). O trabalho apresenta um roteiro para análise estrutural e dimensionamento de vigas de equilíbrio sobre estacas com pilar excêntrico ao apoio. É apresentado um exemplo feito por Andrade (1989), comparado com o método proposto por Burke (1979) e com análise numérica. Além deste, foram analisados casos de projetos reais utilizando o método Burke (1979) adaptado neste trabalho. Alguns desses exemplos foram modelados em regime elástico e linear no programa computacional Diana (2010). São apresentadas comparações de resultados obtidos com o método Burke (1979) e análise numérica, comprovando a eficácia desse método. Em todos os exemplos estudados o método proposto por Burke (1979) indicou bons resultados quando comparados com os encontrados em análise computacional. A dissertação apresenta soluções para projetos de bloco sobre estacas, situados em divisas de terrenos e associados a vigas de equilíbrio.

Campos (2007) analisa e discute em seu trabalho o comportamento de blocos de fundação para estruturas pré-fabricadas de concreto sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada. Como ligação pilar-fundação utilizou-se o cálice de fundação com interface rugosa. O Modelo de Bielas e Tirantes é utilizado para modelar a transmissão de esforços do pilar para as estacas e a avaliação experimental verifica a validade desses modelos. A investigação experimental dos blocos teve como objetivo observar a colaboração do comprimento de embutimento do pilar para o dimensionamento da base do bloco e as diferenças na formação dos campos e trajetórias de tensões. Foram ensaiados três blocos em escala 1:2 sendo três alturas de colarinho diferentes. Para a instrumentação utilizou-se extensômetros elétricos posicionados

nas armaduras principais de tração no bloco e na armadura principal do pilar e transdutores de deslocamento posicionados nas faces do bloco. Para o dimensionamento dos modelos foram seguidas as recomendações sugeridas por MELO (2004) assim como as indicações contidas na NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (1985). Em função dos resultados obtidos por meio da análise experimental fica claro que não é necessário se considerar a altura de $2/3$ do comprimento de embutimento do pilar para a transferência das forças por atrito, no caso específico de ação de força centrada, limite esse indicado por MELLO (2004). A partir dessas conclusões se torna possível desenvolver modelos de bielas e tirantes mais apropriados a esse tipo de bloco sobre duas estacas.

3 METODOLOGIA

Foram realizados seis ensaios em protótipos de blocos sobre estacas, sendo que estes foram dimensionados conforme a determinação dos autores referenciados quanto a geometria, distribuição de carga, dimensionamento e detalhamento de armadura. Estes seis protótipos foram dimensionados em dois modelos, sendo 3 blocos de cada, com a seguinte condição:

Modelo 1: objetiva-se atingir o carregamento máximo do bloco através do rompimento por flexão das barras de aço.

Modelo 2: projeta-se o rompimento das bielas de compressão (concreto).

Este capítulo segue segmentado em cinco grandes áreas, sendo estas a definição dos protótipos, caracterização dos materiais, confecção dos corpos de prova de blocos, experimental e teórica.

3.1 Definição dos protótipos

3.1.1 Parâmetros de resistência

Para a execução do presente trabalho limitou-se a resistência do concreto em 20 MPa, pois dessa forma seria possível atingir o rompimento do protótipo de acordo com a carga máxima aplicada pelos equipamentos disponíveis no laboratório da universidade. No que se refere a armadura, será utilizado aço CA-50 para o diâmetro de 5,0mm e CA-60 para os demais.

3.1.2 Dimensionamento

A partir das metodologias de cálculo apresentadas no item referências, calculou-se a armadura necessária para determinado carregamento. O dimensionamento foi realizado para os modelos 1 e 2.

3.1.2.1 Condicionantes – Modelo 1

Os protótipos foram dimensionados para suportar uma carga de 12kN e atendendo as seguintes condicionantes:

- a) Bloco rígido sobre estacas para um pilar de seção retangular de 15x15;
- b) Esforços característicos para a situação mais crítica (maior R_{est});

- c) $R_{est} = 6kN$;
- d) Armadura longitudinal do pilar $\phi 10,0mm$ e estribo $\phi 6,3mm$;
- e) Estacas moldadas no local de dimensões 15x15;
- f) Materiais: concreto de resistência igual a 20 MPa e Aço CA-50 para $\phi 5,0mm$ e CA para os demais diâmetros;
- g) Cobrimento: 3,0cm;
- h) Adotado bloco sobre 2 estacas.

3.1.2.1.1 Determinação das dimensões

3.1.2.1.1.1 Determinação da largura do bloco

Seguindo a indicação das referências utilizadas para este trabalho, a distância mínima entre as estacas será de $3,0 \phi_{est}$ (moldadas no local). Sendo a largura da estaca igual a 15cm, adota-se $L=45cm$. Como:

$$a \geq L + \phi_{est} \quad (101)$$

Adotou-se a (comprimento do bloco) = 60cm e l (largura do bloco) = 15cm.

3.1.2.1.1.2 Determinação da altura do bloco

- a) Critério de bloco rígido: pode ser determinado a partir das Equações 2 ou 3, apresentando o mesmo resultado para ambas.

$$h \geq \frac{60 - 15}{3} = 15cm$$

- b) Limitação do ângulo de inclinação das bielas: para bloco sobre duas estacas, utiliza-se a Equação 16 para se definir este parâmetro. Calculou-se para os ângulos de 45° e 55° , objetivando encontrar o valor de 'd'. Ambos os cálculos estão discriminados abaixo, seguindo do menor para o maior ângulo.

$$\text{tg } 45^\circ = \frac{d}{\frac{45}{2} - \frac{15}{4}} = d = 18,75cm$$

$$\text{tg } 55^\circ = \frac{d}{\frac{45}{2} - \frac{15}{4}} = d = 26,78cm$$

$$18,75 < d < 26,78 = 22,50 < h < 30,55$$

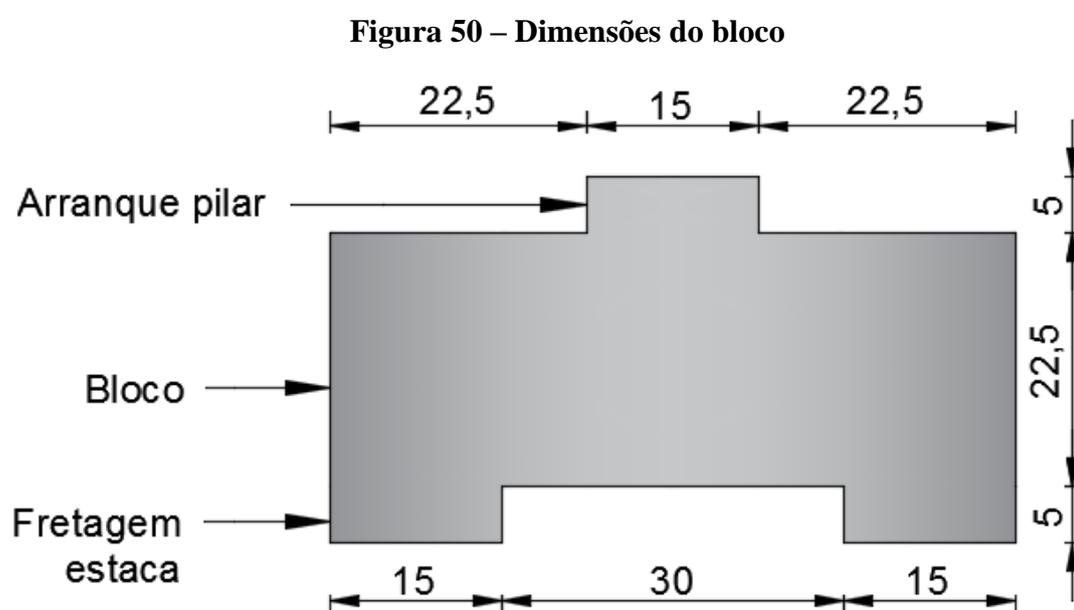
Analisando os intervalos obtidos, será adotado: $h=22,50\text{cm}$; e $d=18,75\text{cm}$.

3.1.2.1.1.3 Ângulo de inclinação das bielas

Recalculando o ângulo de inclinação das bielas pela Equação 16:

$$\theta = \frac{18,75}{\frac{45}{2} - \frac{15}{4}} = 45^\circ$$

A figura 50 apresenta as dimensões do bloco segundo dimensionamento:



Fonte: Autora (2016)

3.1.2.1.2 Cálculo das armaduras

Para todos os casos, tanto junto ao pilar quanto junto as estacas, recomenda-se para o cálculo das tensões as Equações 35 e 39, respectivamente.

- Junto ao pilar:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{2x6}{(15 * 15). \text{sen}^2(45^\circ)} \leq \frac{0,85 * 1,4 * 2,37}{1,4}$$

$$\sigma_{c,biela} = 0,107 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 2,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

- Junto às estacas:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{6}{(15 * 15) \cdot \text{sen}^2(45^\circ)} \leq \frac{0,85 * 2,37}{1,4}$$

$$\sigma_{c,biela} = 0,053 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

3.1.2.1.2.1 Armaduras principais de tração

A resultante no tirante é calculada pela divisão da reação na estaca pelo ângulo de inclinação das bielas, apresentando, portanto, o seguinte resultado:

$$T = \frac{6}{\text{tg}(45^\circ)} = 6 \text{ kN}$$

Tendo-se a carga é possível dimensionar a área de aço pela divisão desta pela resistência ao escoamento do tipo de aço a ser utilizado, sendo este último fator minorado em 1,15.

$$A_{st} = \frac{6}{\frac{60}{1,15}} = 0,115 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é calculada pelas equações 102 e 103:

$$A_{s,mín} = 0,0015xbxh \quad (102)$$

$$0,85\phi_{est} \leq b \leq 1,20\phi_{est} \quad (103)$$

$$A_{s,mín} = 0,0015x12,75x22,5 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Visto que a área de aço calculada é inferior a mínima, utiliza-se essa última. Portanto, foi adotado $3\phi 5,0\text{mm}$, resultando em uma área de aço de $0,588\text{cm}^2$. Recalculando a resultante no tirante pela equação da área de aço e posteriormente a reação na estaca pela equação do tirante, tem-se que cada estaca é capaz de resistir a carga de $30,68\text{kN}$, chegando a uma carga máxima de $61,36\text{kN}$ para as duas estacas.

3.1.2.1.2.2 Armaduras complementares

3.1.2.1.2.2.1 Armadura de pele

O bloco possui altura inferior a 60cm , não sendo necessário armadura de pele. Porém, a fim de controlar a fissuração, optou-se pela utilização desta, sendo calculada pela Equação 95, logo, $0,10\%$ da dimensão da estaca multiplicada pela altura do bloco.

$$A_{sL} = 0,001.15.22,5 = 0,3375cm^2$$

Foi adotado $2\phi 5,0mm$ ($A_s = 0,40cm^2$) por face do bloco.

3.1.2.1.2.2 Armadura de suspensão

Para o cálculo da armadura de suspensão utiliza-se a Equação 94.

$$A_{sUSP} = \frac{P}{(1,5n) \cdot f_{yd}} = \frac{(1,05 \times 12)}{(1,5 \times 2) \times 52,17} = 0,013cm^2$$

Adotado neste caso $1\phi 5,0mm$ ($A_s = 0,20cm^2$).

3.1.2.1.3 Verificação do cisalhamento por força cortante

A dispensa de armadura transversal para a cortante é permitida se a força cortante solicitante de cálculo for menor ou igual a força cortante resistente de cálculo. Neste caso, a primeira é definida pelo número de estacas multiplicado pelo valor da reação em cada, resultando em 61,36kN. O segundo fator é calculado pela equação 104.

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho) \cdot b_w \cdot d \quad (104)$$

τ_{Rd} é calculado pela equação 105, sendo o valor da resistência característica do concreto em MPa.

$$\tau_{Rd} = 0,0375 \cdot f_{ck3}^2 \quad (105)$$

$$\tau_{Rd} = 0,0375 \cdot 20_3^2 = 0,276kN/cm^2$$

O fator k é resultado da subtração do valor de 'd' da constante 1,6, devendo a resultante ser superior a 1.

$$k = |1,6 - 0,1875| = 1,41 \geq 1,0$$

O fator ρ é resultado da divisão da área de aço pela largura do bloco multiplicada pela altura 'd', apresentando, portanto, o seguinte resultado:

$$\rho = \frac{0,588}{15.18,75} = 2,09 \times 10^{-3}$$

Substitui-se os valores encontrados para τ_{Rd} , k e ρ na equação 104, encontrando $V_{Rd1}=140,50$ kN. Constata-se que o valor encontrado é superior a carga de cálculo de 61,36kN. Portanto o bloco está seguro quanto ao cisalhamento por força cortante.

3.1.2.2 Modelo 2

As condicionantes do modelo 2 são idênticas a do modelo 1, diferenciando apenas na carga de projeto, que é de 400kN.

3.1.2.2.1 Armaduras principais de tração

A resultante no tirante é igual a reação na estaca, uma vez que a tangente do ângulo de inclinação das bielas (45°) é igual a 1. A área de aço, sendo resultante da divisão da reação na estaca (200kN) pela resistência ao escoamento do aço minorado em 1,15, é igual a $4,60\text{cm}^2$.

A armadura mínima é igual à do modelo 1, portando igual a $0,43\text{cm}^2$. Para atingir a área de aço de $4,60\text{cm}^2$ atendendo ao cobrimento de 3cm, foi adotado $2\phi 20,0\text{mm}$, chegando a área de aço real de $6,30\text{cm}^2$. Recalculando a resultante no tirante para encontrar a reação nas duas estacas para esta área de aço, encontra-se que é necessária uma carga de 548,1kN para o rompimento do bloco.

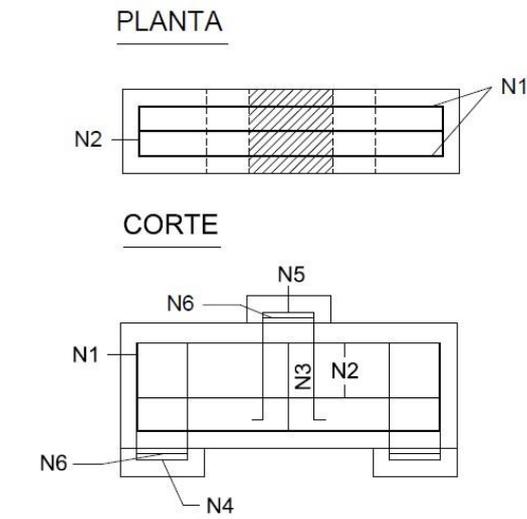
3.1.2.2.2 Verificação do cisalhamento por força cortante

A força cortante solicitante de cálculo é igual a 548,10kN. A força cortante resistente de cálculo é determinada pela Equação 104, partir da obtenção dos valores de τ_{Rd} , k e ρ . Seguindo este processo, encontra-se $V_{Rd1} = 229,41\text{kN}$, o que indica que $V_{Sd} > V_{Rd1}$, ocorrendo cisalhamento por força cortante.

3.1.3 Detalhamento da armadura dos protótipos

A partir do dimensionamento obteve-se a taxa de armadura necessária para resistir aos esforços gerados pelo carregamento proposto para os dois modelos. A partir disto foi desenvolvido um detalhamento da armadura no software AutoCAD, sendo este apresentado nas figuras 51, 52, 53 e 54.

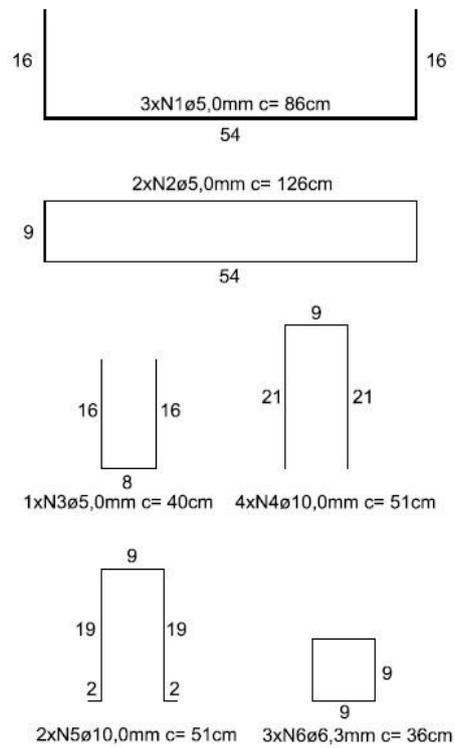
Figura 51 – Detalhamento da armadura modelo 1 – planta e corte



Fonte: Autora (2016)

Figura 52 – Detalhamento da armadura modelo 1

DETALHAMENTO DA ARMADURA



Fonte: Autora (2016)

Figura 53 – Detalhamento da armadura modelo 2 – planta e corte

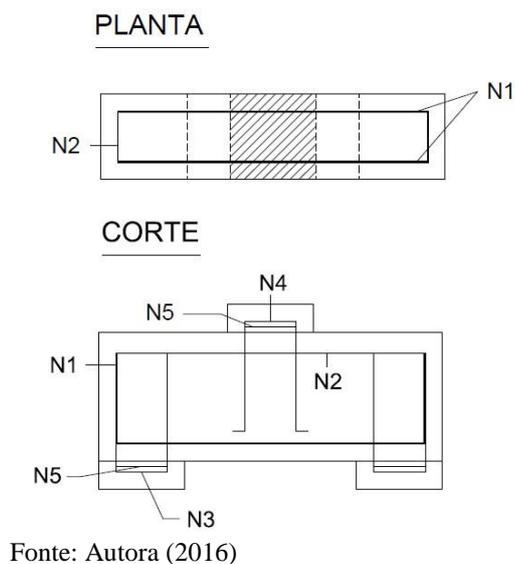
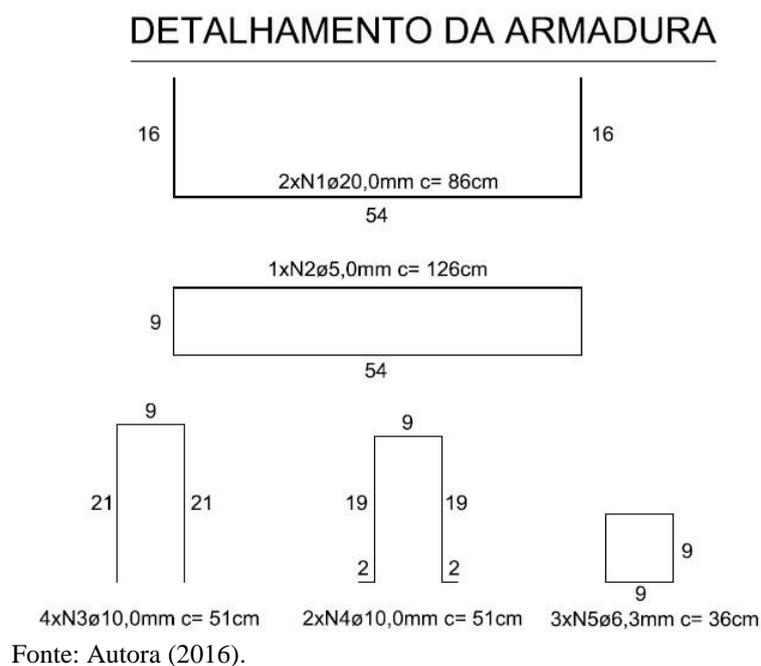


Figura 54 – Detalhamento da armadura modelo 2



3.2 Materiais

Neste capítulo são apresentados os materiais constituintes dos blocos e estacas ensaiados, especificando as resistências do concreto e do aço, bem como os materiais utilizados para a fabricação do concreto.

3.2.1 Concreto

Para este ensaio foi utilizado o traço de 1,0 : 2,73 : 3,64 : 0,6, com os respectivos materiais: cimento CP V ARI, areia natural, brita 1 e água potável. Resistência característica do concreto de 20 MPa, com abatimento (slump) de 12 +/- 2.

3.2.1.1 Caracterização dos materiais

A seguir estão caracterizados os materiais constituintes do concreto:

- a) Cimento CP V ARI (alta resistência inicial - NBR 5733:1991): segundo esta mesma norma, aglomerante hidráulico que atende às exigências de alta resistência inicial, obtido pela moagem de clínquer Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulicos, ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais carbonáticos.
- b) Areia média natural (agregado miúdo): agregado do qual os grãos passam pela peneira ABNT 4,75mm e ficam retidos pela peneira ABNT 0,15mm (NBR 7211:2009 - item 3.1);
- c) Brita 1 (agregado graúdo): agregado do qual os grãos passam pela peneira ABNT 19,0mm e ficam retidos pela peneira ABNT 9,50mm (NBR 7211:2009 - item 3.2).

3.2.1.2 Ensaio de compressão em CP's de concreto

Foram realizados ensaios de resistência a compressão de CP's de concreto a fim de verificar a resistência real do concreto. Durante os dias de concretagem moldou-se 4 CP's por betonada, sendo este processo detalhado a seguir:

- a) Estando a forma cilíndrica de aço galvanizado com dimensões de 10cm de diâmetro e 20cm de altura untados com óleo industrial, após 15% do concreto já ter sido lançado nas formas foi retirado uma amostra suficiente para a moldagem de 4 CP's, sendo estes preenchidos em 2 camadas de 12 golpes cada com um soquete metálico.
- b) Após a concretagem os CP's permaneceram 24hs nas formas. Passado este período, foram desformados e acondicionados em um reservatório com água para realização da cura úmida. Este processo durou 6 dias para os CP's do modelo 1 e 13 dias para o modelo 2.

- c) Passado a cura, os CP's foram retirados da água e retificados, com o objetivo de que a tensão aplicada pela prensa de compressão seja dissipada igualmente sobre os mesmos.
- d) Com os CP's já preparados para rompimento, são posicionados no equipamento de ensaio e aplicado carga até o seu rompimento.

A partir da moldagem e cura dos corpos de prova estes foram ensaiados para verificar a resistência a compressão. Para o primeiro modelo, verificou-se que o concreto utilizado nos blocos 1 e 2 atingiram resistência média de 22,8 MPa e do bloco 3, 24,63 MPa. Fazendo-se uma resistência média do modelo, chega-se ao valor de 23,71 MPa. Já para o segundo modelo, o concreto utilizado nos blocos 1 e 2 atingiram resistência média de 29,28 MPa e do bloco 3, 30,21 MPa. Fazendo-se uma resistência média do modelo, chega-se ao valor de 29,74 MPa.

3.2.2 Aço

Para os ensaios foi utilizado aço CA 50 e 60. A fim de verificar a resistência do aço utilizado nos blocos, foram realizados ensaios de rompimento por tração nas barras para encontrar o f_{yk} a partir dos seguintes processos:

- a) Alocação da barra de aço no equipamento de ensaio;
- b) Aplicação de tensões de tração até a o rompimento da barra.

A tabela 9 apresenta os resultados da tensão de escoamento para cada bitola de aço.

Tabela 9- Relatório de ensaio - aço

Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	Classe	Tensão escoamento (MPa)
5	19,63	CA 60	692,37
6,3	31,17	CA 50	619,11
10	78,54	CA 50	608
20	314,16	CA 50	518,47

Fonte: Autora (2016).

3.3 Confeção dos corpos de prova de blocos

A confecção do modelo consiste na montagem das formas, armação das armaduras e posterior concretagem da peça. Para tanto faz-se necessário haver um projeto detalhado das formas, dimensionamento e detalhamento da armadura e especificação da resistência do concreto.

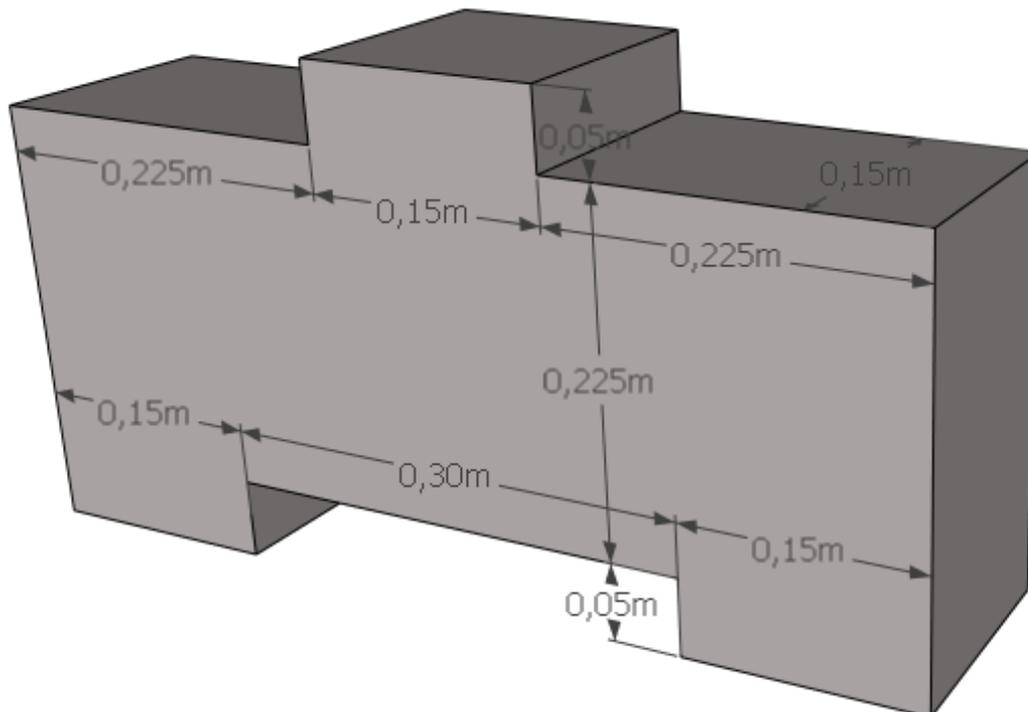
Para os dois casos, onde no primeiro desejava-se observar o rompimento do bloco por flexão das barras de aço (Modelo 1) e no segundo o esmagamento do concreto seguido pelo rompimento das bielas de compressão (Modelo 2), foram primeiramente ensaiados dois modelos, a fim de verificar que os protótipos de fato romperiam.

Para a montagem do protótipo necessitou-se da execução das seguintes etapas: montagem das formas, montagem da armadura e concretagem, sendo estes detalhados a seguir.

3.3.1 Formas

De posse da geometria dos blocos pode-se fazer o corte das chapas de compensado naval preta 14mm para execução das formas do bloco. O detalhamento deste projeto com as dimensões necessárias e também as formas prontas podem ser vistas nas figuras 55 e 56. Foram executadas 3 formas, determinando então que a concretagem dos 6 blocos seria realizada em duas etapas.

Figura 55 – Projeto das formas



Fonte: Autora (2016).

Figura 56 – Forma executada

Fonte: Autora (2016)

3.3.2 Armadura

A partir do dimensionamento e confecção do detalhamento da armadura, parte-se nesta seção para a armação deste aço. Os processos de corte, dobra e armação ocorreram no laboratório de estruturas da UNISC, exceto o corte e dobra do aço de 20mm, que foi executado em empresa com equipamentos para a execução de tal serviço. A armadura dos modelos 1 e 2 pode ser visto nas figuras 57 e 58.

Figura 57 – Armadura bloco modelo 1

Fonte: Autora (2016)

Figura 58 – Armadura bloco modelo 2

Fonte: Autora (2016)

3.3.3 Concretagem

Estando as formas e armaduras concluídas, esta última é acondicionada a forma de acordo com os cobrimentos previstos no projeto para posterior concretagem. Conforme já citado, o traço do concreto utilizado foi: 1:2,73:3,64:0,6.

Inicialmente foi colocado na betoneira a brita, depois a areia, cimento e por último a água. A mistura durou em torno de 10 minutos. Antes do lançamento foi verificado o abatimento de tronco de cone (*Slump Test*), devendo estar este entre 12 e 16 (14 +/-2), conforme figura 59.

Figura 59 – Slump Test

Fonte: Autora (2016)

Durante a concretagem foram moldados 4 corpos de prova para posterior verificação da resistência a compressão do concreto utilizado. A moldagem e cura dos corpos de prova seguem a NBR 5738 (2003) - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. A figura 60 ilustra os CP's após a moldagem.

Figura 60 – Corpos-de-prova de concreto

Fonte: Autora (2016)

Ao tempo em que se lançou o concreto, também realizou-se o processo de adensamento através de vibrador mecânico, conforme ilustra a figura 61. Acabado o lançamento e

adensamento, nivelou-se a superfície do concreto de forma a deixá-lo o mais plano possível. Este processo está ilustrado pela figura 62.

Figura 61 – Adensamento



Fonte: Autora (2016)

Figura 62 – Nivelamento



Fonte: Autora (2016)

Após a concretagem, o próximo processo é a cura. Os blocos do modelo 1 tiveram cura de 7 dias e os do modelo 2, 14 dias, devido a não disponibilidade de equipamento para ensaiar o último quando completos os 7 dias. A figura 63 ilustra os protótipos dos dois modelos já concretados.

Figura 63 – Protótipos do modelo 1 (esquerda) e 2 (direita) concretados



Fonte: Autora (2016)

3.4 Análise experimental

Após a confecção dos modelos parte-se para a realização dos ensaios. Todos os blocos serão rompidos a compressão de forma que se possa estabelecer um comparativo entre os resultados experimentais com os modelos teóricos.

3.4.1 Mecanismos e equipamentos de ensaio

Para a realização dos ensaios dos protótipos do modelo 1 foi utilizado o equipamento de ensaios Emic GR048, o qual permite a realização de ensaios de tração em aço e em outros materiais, bem como ensaios de compressão. O equipamento possui capacidade de máxima de carga de 300 kN (30.000 kgf), com sistema autotravante e pré-aperto por sistema pneumático, sendo o mesmo ilustrado pela Figura 64.

Figura 64 – Equipamento de ensaio Emic GR048

Fonte: Autora (2016)

Já para os ensaios dos protótipos do modelo 2 foi utilizado o equipamento de ensaios Emic modelo PC200CS, que permite a realização de ensaios em CPs de concreto e argamassa, além de blocos de concreto, vigas a flexão e pisos de concreto (Pavers). O equipamento possui capacidade de máxima de carga de 2.000 kN (200.000 kgf), com sistema servo-hidráulico de controle, permitindo a aplicação automática de carga e inclusive permitindo ensaios cíclicos automáticos, estando este apresentado na figura 65.

Figura 65 – Equipamento de ensaio Emic PC200CS



Fonte: Autora (2016)

3.4.1.1 Procedimentos para a realização dos ensaios

- a) Posicionamento do bloco: de forma manual os blocos foram acondicionados no equipamento. Conforme ilustra a figura 66, os blocos do modelo 1 foram posicionados no sentido longitudinal do equipamento, enquanto os blocos do modelo 2 foram acondicionados no sentido transversal devido ao comprimento do mesmo, conforme figura 67.

Figura 66 – Posicionamento dos blocos modelo 1



Fonte: Autora (2016)

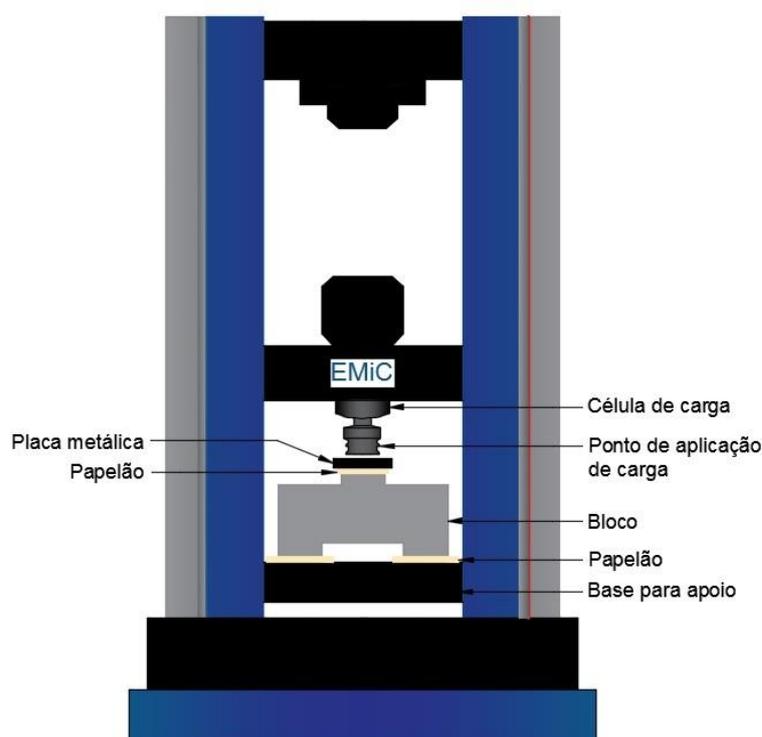
Figura 67 – Posicionamento dos blocos modelo 2



Fonte: Autora (2016)

- b) Aplicação de carga sobre o bloco: após bloco estar devidamente posicionado e centralizado sobre o equipamento, o mesmo recebe carregamento sob um apoio metálico, conforme representado na figura 68. De forma a melhor distribuir o carregamento sem danificar o bloco, optou-se neste caso pela colocação de papelão sobre o apoio do pilar e abaixo das estacas.

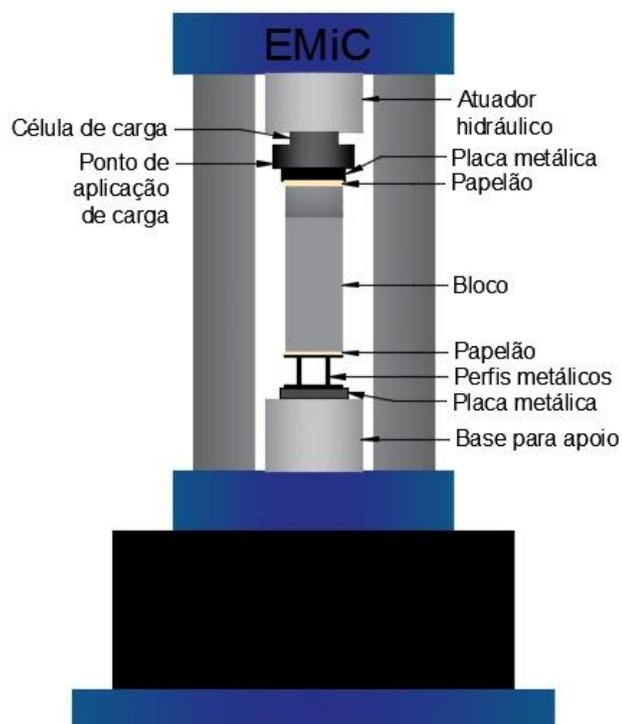
Figura 68 – Aplicação de carga sobre os blocos do modelo 1 - esquema



Fonte: Autora (2016)

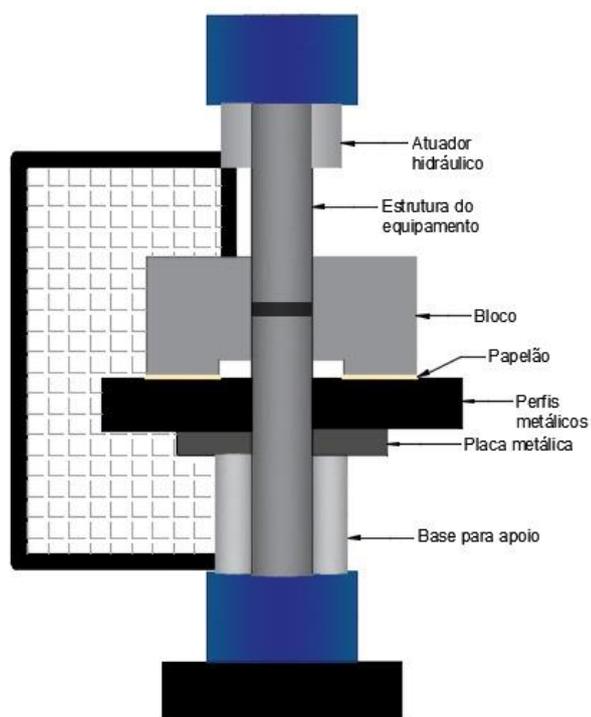
Nos protótipos do modelo 2, que precisaram ser ensaiados no equipamento menor, foi necessário a colocação de duas vigas metálicas de largura igual a 7,5cm cada (totalizando os 15cm de largura do bloco) e comprimento de 80cm (sobrando 10cm de cada lado do bloco, que tem esta medida igual a 60cm), de forma que se pode distribuir a carga uniformemente entre os apoios, constituído pelas estacas. A união dessas vigas metálicas foi feita através de grampos. De forma a melhor distribuir o carregamento sem danificar o bloco, optou-se neste caso pela colocação de papelão sobre o apoio do pilar e abaixo das estacas. Nas figuras 69 e 70 está o esquema de aplicação de carga.

Figura 69 – Aplicação de carga sobre os blocos do modelo 2 – esquema frontal



Fonte: Autora (2016)

Figura 70 – Aplicação de carga sobre os blocos do modelo 2 – esquema lateral



Fonte: Autora (2016)

3.5 Análise teórica

Para o dimensionamento teórico utiliza-se o modelo biela-tirante, no qual parte-se do princípio de que a força no pilar para chegar até as estacas se concentra em algumas regiões do bloco, formando zonas de concreto bastante comprimidas (bielas). Para que se estabeleça o equilíbrio, é preciso que haja pelo menos uma barra horizontal inferior tracionada (tirante), que é a armadura de tração e será calculada.

Tanto para o concreto quanto para o aço são inseridos fatores de segurança, nos quais os materiais têm sua resistência minorada. Nesta seção serão apresentados os resultados sem considerar os fatores de segurança destes, além de inserir nas equações os parâmetros reais dos materiais, a fim de encontrar um valor estimado de ruptura o mais próximo possível do real verificado nos ensaios.

3.5.1 Modelo 1

Para o modelo 1 será considerado concreto com resistência de 23,71 MPa e aço com tensão de escoamento igual a 69,237 kN.

3.5.1.1 Armaduras principais de tração

A resultante no tirante segue sendo 6 kN, uma vez que o ângulo de inclinação das bielas não muda. Para o cálculo da área de aço utiliza-se a resistência ao escoamento real do aço CA 60 ϕ 5,0mm.

$$A_{st} = \frac{6}{69,237} = 0,0867 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é de 0,43cm², valor superior a área de aço encontrada, sendo adotado então 3 ϕ 5,0mm, resultando em uma área de aço de 0,588cm². Para tanto, a carga máxima é de 81,42kN para as duas estacas.

3.5.1.2 Verificação do cisalhamento por força cortante

A força cortante solicitante de cálculo é de 81,42kN. Para o cálculo da força cortante resistente de cálculo adota-se a equação 106 para encontrar τ_R , sendo esta sem o fator de segurança de 1,4 para o concreto:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot 0,3 \cdot f_{c3}^2 \quad (106)$$

Substituindo os valores na equação 104, encontra-se para V_{R1} o valor de 315,09kN. Como $V_S \leq V_{R1}$, o bloco não irá cisalhar por força cortante.

3.5.2 Modelo 2

Para o modelo 2 será considerado concreto com resistência de 29,74 MPa e aço com tensão de escoamento igual a 51,847 kN.

3.5.2.1 Armaduras principais de tração

A resultante no tirante é igual a 200 kN, uma vez que a tangente do ângulo de inclinação das bielas (45°) é igual a 1. Para o cálculo da área de aço utiliza-se a resistência ao escoamento real do aço CA 50 ϕ 20,0mm.

$$A_{st} = \frac{200}{51,847} = 3,86 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é igual à do modelo 1, portando igual a 0,43cm². Para atingir a área de aço de 3,86cm² poderia ser utilizado 2 ϕ 12,5mm, porém para calcular a situação real, onde foi adotado 2 ϕ 20,0mm (6,30cm²), recalcula-se a resistência do bloco em cima desta área de aço. Encontra-se que é necessária uma carga de 653,27kN para o rompimento do bloco.

3.5.2.2 Verificação do cisalhamento por força cortante

A força cortante solicitante de cálculo é de 653,27kN. Para o cálculo da força cortante resistente de cálculo adota-se a equação 106 para encontrar τ_R . Substituindo os valores na equação 104, encontra-se para V_{R1} o valor de 514,51kN. Como $V_S > V_{R1}$, o bloco irá cisalhar por força cortante.

4 RESULTADOS

4.1 Experimentais

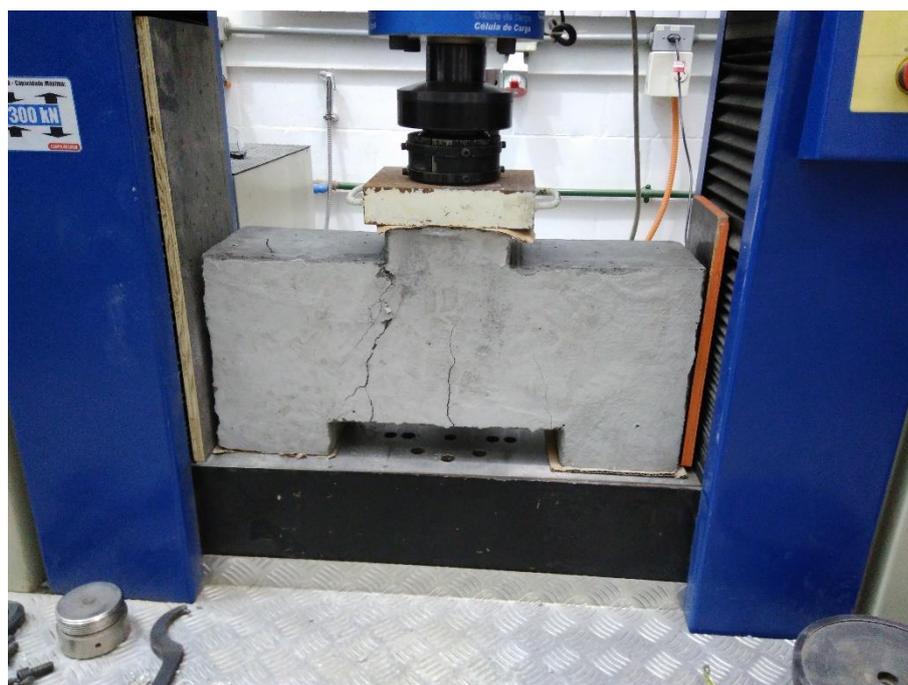
Através do ensaio de resistência a compressão dos protótipos, obteve-se gráficos de deslocamento (mm) em função da força (kN). Será neste capítulo tratado em separado os resultados de cada bloco.

4.1.1 Blocos modelo 1

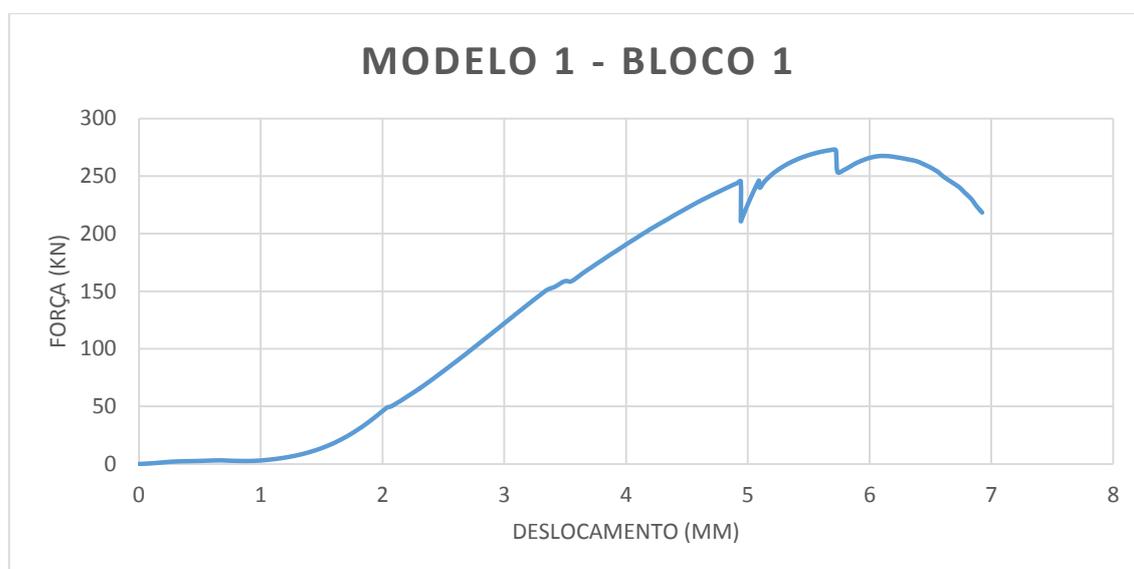
4.1.1.1 Protótipo 1

Durante o rompimento do protótipo 1 do modelo 1 obteve-se o rompimento da armadura sob a carga de 273,10 kN. Nota-se pequenas quedas no gráfico, que indicam o início da fissuração do concreto. Neste caso verifica-se que o concreto resistiria mais carga, apesar de já apresentar fissuras a aproximadamente 45°, o que caracteriza o rompimento das bielas de compressão. A figura 71 apresenta o bloco já rompido e o gráfico 1 a relação força x deslocamento em função dos dados fornecidos pelo equipamento de ensaio.

Figura 71 – Rompimento do protótipo 1 – modelo 1



Fonte: Autora (2016).

Gráfico 1 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 1 – modelo 1

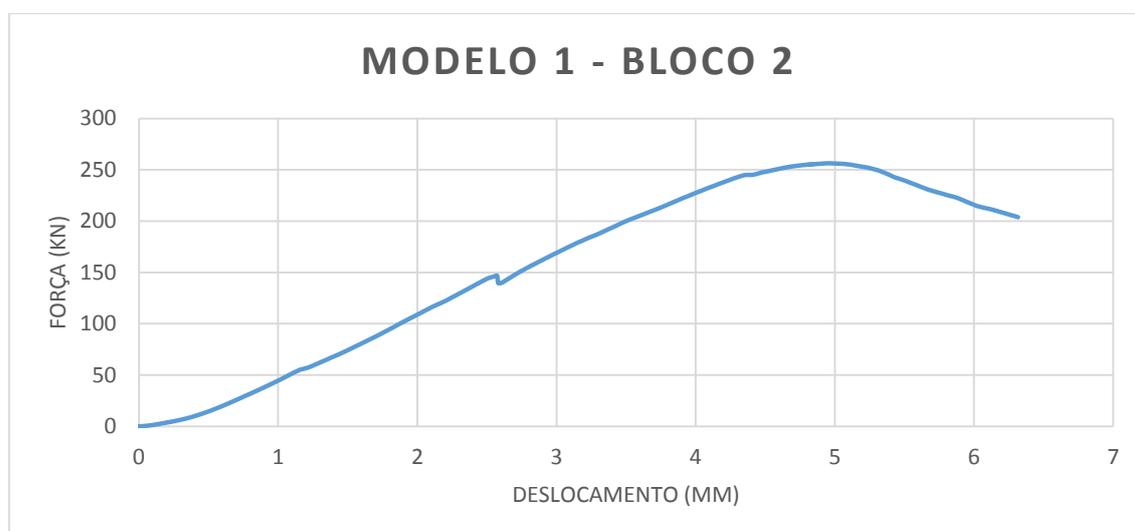
Fonte: Autora (2016).

4.1.1.2 Protótipo 2

O rompimento do protótipo 2 do modelo 1 também ocorreu por flexão das barras de aço, apresentando fissuras no concreto. Este rompeu a uma carga de 256,38 kN. A figura 72 apresenta o bloco após o ensaio e o gráfico 2 a relação força x deslocamento.

Figura 72 – Rompimento do protótipo 2 – modelo 1

Fonte: Autora (2016).

Gráfico 2 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 2 – modelo 1

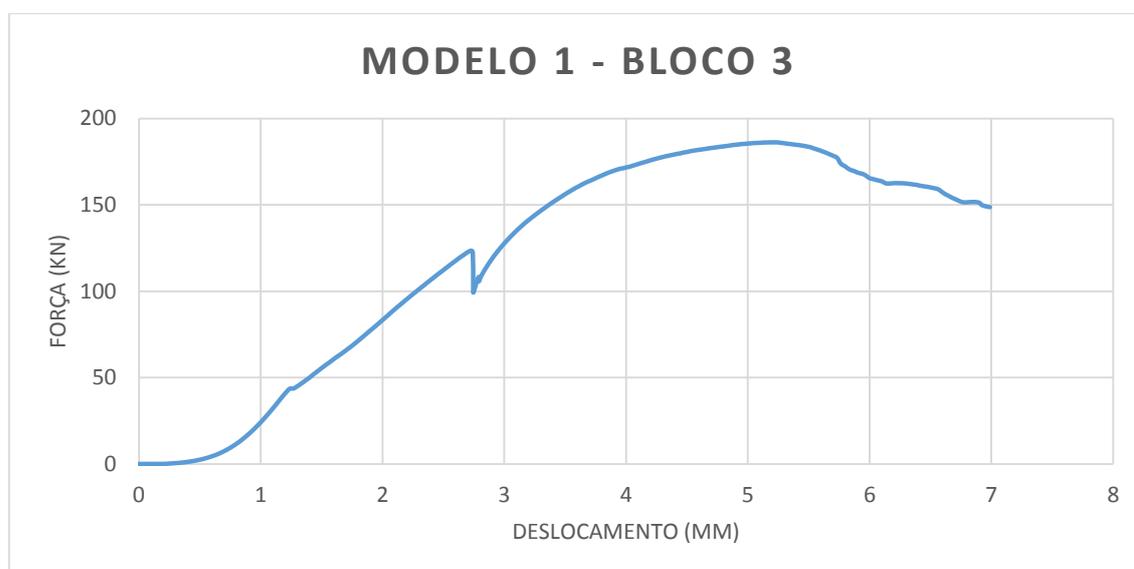
Fonte: Autora (2016).

4.1.1.3 Protótipo 3

O protótipo 3 do modelo 1, assim como os demais, também apresentou ruptura das barras de aço, porém com uma carga inferior aos demais, sendo esta de 186,23 kN. A figura 73 mostra este bloco ensaiado, apresentando menos fissuras do que os outros. O gráfico 3 traz a relação força x deslocamento do ensaio.

Figura 73 – Rompimento do protótipo 3 – modelo 1

Fonte: Autora (2016).

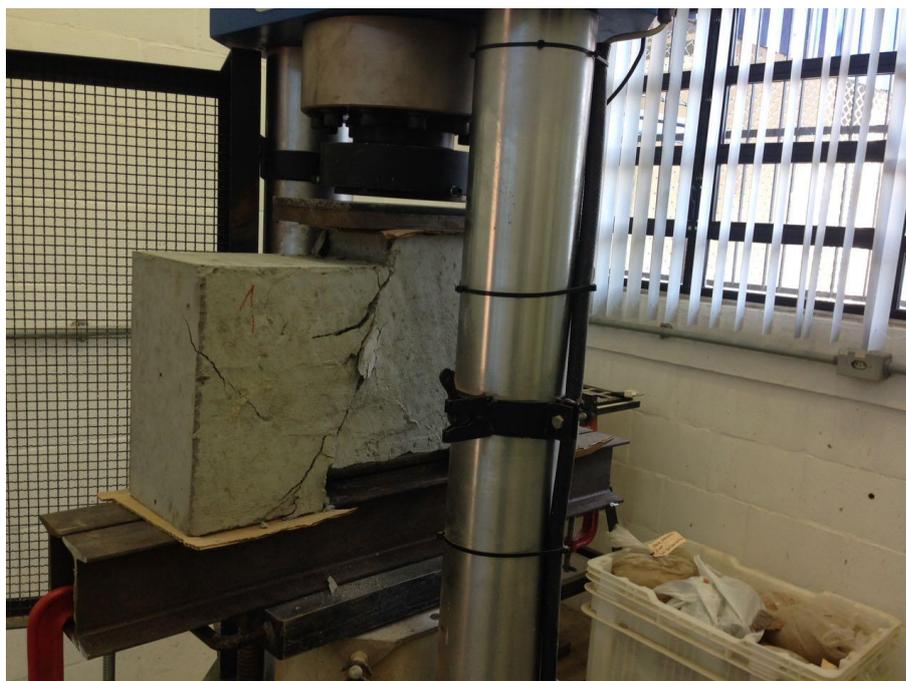
Gráfico 3 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 3 – modelo 1

Fonte: Autora (2016).

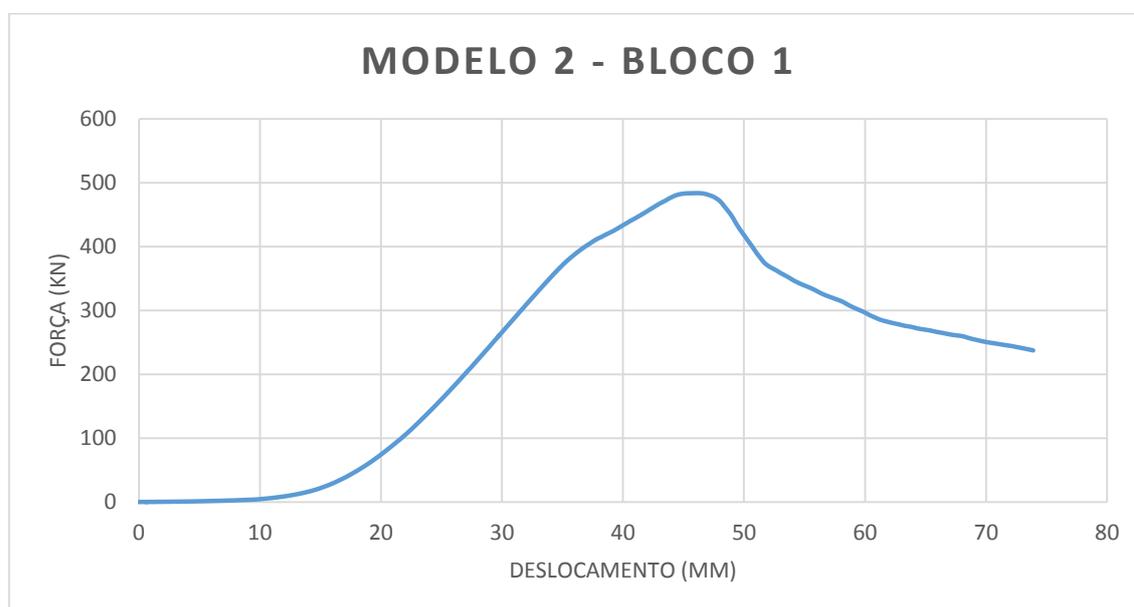
4.1.2 Blocos modelo 2

4.1.2.1 Protótipo 1

O protótipo 1 do modelo 2 apresentou ruptura nitidamente por compressão das bielas. Durante o rompimento inicialmente apareceram fissuras ao centro da biela, estendendo em direção aos apoios, com inclinação de aproximadamente 45°. Ocorreu uma ‘explosão’ do concreto na biela, caracterizando o rompimento, quando a carga atingiu 483,62 kN. A figura 74 mostra este protótipo rompido e o gráfico 4 a relação força x deslocamento.

Figura 74 – Rompimento do protótipo 1 – modelo 2

Fonte: Autora (2016).

Gráfico 4 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 1 – modelo 2

Fonte: Autora (2016).

4.1.2.2 Protótipo 2

O protótipo 2 do modelo 2 apresentou, da mesma forma que o primeiro, ruptura da biela de compressão sob a carga de 517,86 kN. Através da análise da figura 75 nota-se um

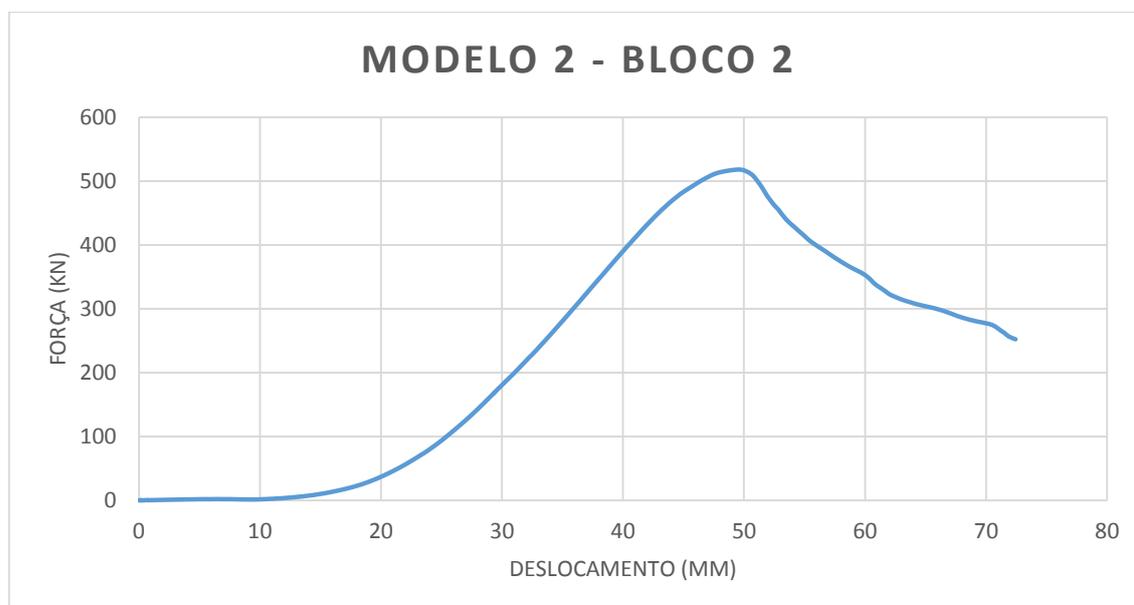
desplacamento do concreto na região da biela após a ruptura. O gráfico 5 apresenta a relação força x deslocamento.

Figura 75 – Rompimento do protótipo 2 – modelo 2



Fonte: Autora (2016).

Gráfico 5 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 2 – modelo 2



Fonte: Autora (2016).

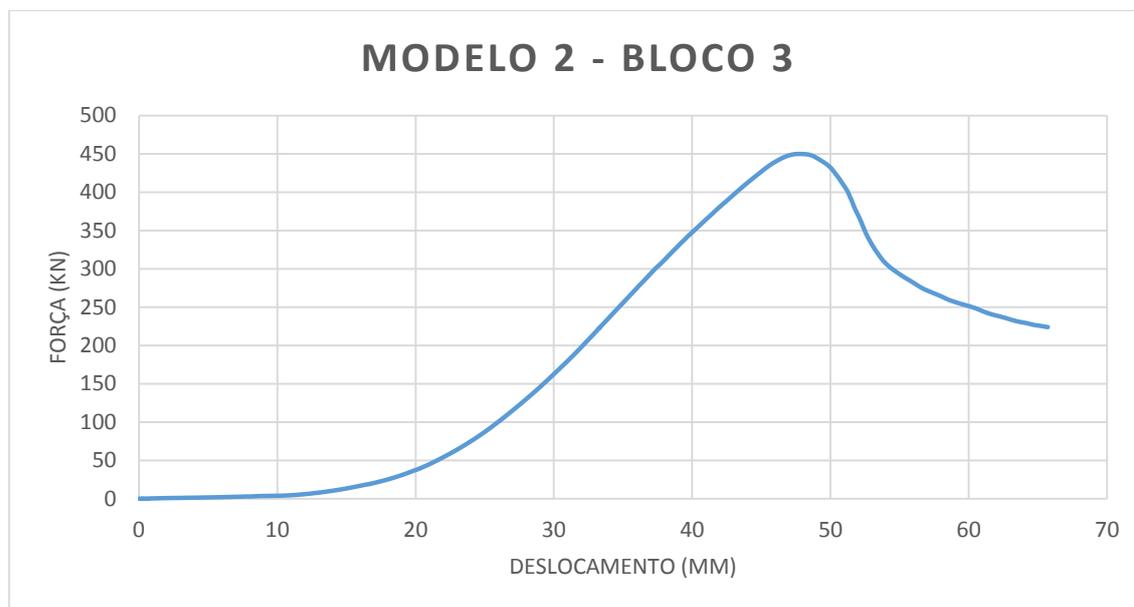
4.1.2.3 Protótipo 3

O protótipo 3 do modelo 2, assim como os demais, também apresentou ruptura da biela de compressão, ocorrendo neste caso sob a carga de 449,80 kN. Em todos os blocos deste modelo verificou-se que durante o ensaio, após o aparecimento das primeiras fissuras, os blocos em seguida rompiam. Este fato pode ser verificado também nos gráficos, onde não são identificadas as quedas que caracterizam o momento de início de fissuração. A figura 76 apresenta o protótipo rompido e o gráfico 6 a relação força x deslocamento.

Figura 76 – Rompimento do protótipo 3 – modelo 2



Fonte: Autora (2016).

Gráfico 6 - Diagrama força x deslocamento no protótipo 3 – modelo 2

Fonte: Autora (2016).

4.2 Teóricos

Os resultados dos cálculos teóricos realizados no capítulo anterior estão apresentados na tabela 10, onde a força de cálculo (F_d) indica o rompimento do bloco considerando os fatores de segurança e a força estimada de ruptura ($F_{est,rup}$) indica o rompimento do bloco os desconsiderando.

Tabela 10 - Forças resistentes

Modelo	Blocos	Força de cálculo (F_d) - kN	Força estimada de ruptura ($F_{est,rup}$) - kN
1	B1, B2 e B3	61,36	81,42
2	B1, B2 e B3	229,41	514,51

Fonte: Autora (2016).

No modelo 1, observa-se uma diferença de 20,06 kN, o que representa 24,64% a mais de resistência para o bloco quando se desconsidera os fatores de segurança. A mesma constatação se faz para os blocos do segundo modelo, onde a diferença é ainda maior, sendo esta igual a 285,10 kN (55,41%).

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste item serão apresentadas análises de cada modelo, além de um comparativo entre os dois.

5.1 Modelo 1

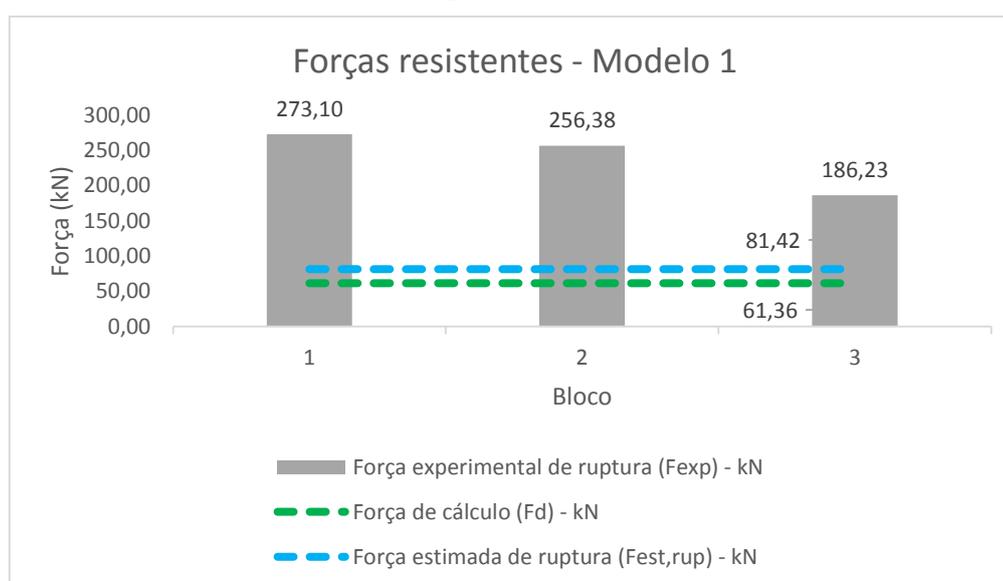
Ao analisar os resultados obtidos de cargas de ruptura, observou-se uma variação baixa entre os dois primeiros resultados, aumentando esta para o terceiro bloco. A tabela 11 e o Gráfico 7 apresentam os valores das cargas de ruptura em comparação com os valores médios calculados.

Tabela 11- Forças resistentes – modelo 1

Modelo	Bloco	Força de cálculo (Fd) - kN	Força estimada de ruptura (Fest, rup) - kN	Força experimental de ruptura (Fexp) - kN
1	B1	61,36	81,42	273,10
	B2	61,36	81,42	256,38
	B3	61,36	81,42	186,23
	Média			238,57

Fonte: Autora (2016).

Gráfico 7 - Forças resistentes – modelo 1



Fonte: Autora (2016).

Frente aos resultados, pode-se verificar o elevado desvio padrão da amostra. O resultado do terceiro bloco diferenciou do segundo em 27,36%. Acredita-se que por ter sido o primeiro

bloco a ser concretado possa ter ocorrido alguma falha de concretagem durante este processo no bloco 3, sendo a mais provável a vibração em excesso, podendo ter deslocado ou danificado a armadura. Não foram verificadas excentricidades na aplicação da carga que pudessem justificar essa diferença na execução do ensaio. No caso de se desconsiderar o resultado do bloco 3, o desvio padrão reduz de 46,09 para 11,82, aumentando a confiabilidade dos resultados.

Analisando a tabela e o gráfico, tem-se que o bloco 1 apresentou força experimental de ruptura (F_{exp}) 77,53% maior do que a força de cálculo (F_d) e 70,19% maior do que a estimada de ruptura ($F_{est,rupt}$). O bloco 2 atingiu uma força experimental de ruptura 76,07% maior do que a força de cálculo e 68,24% maior do que a estimada de ruptura. E o bloco 3, mesmo apresentando força experimental de ruptura inferior ao demais, chegou a este 67,05% maior do que a força de cálculo e 56,28% maior do que a estimada de ruptura.

5.2 Modelo 2

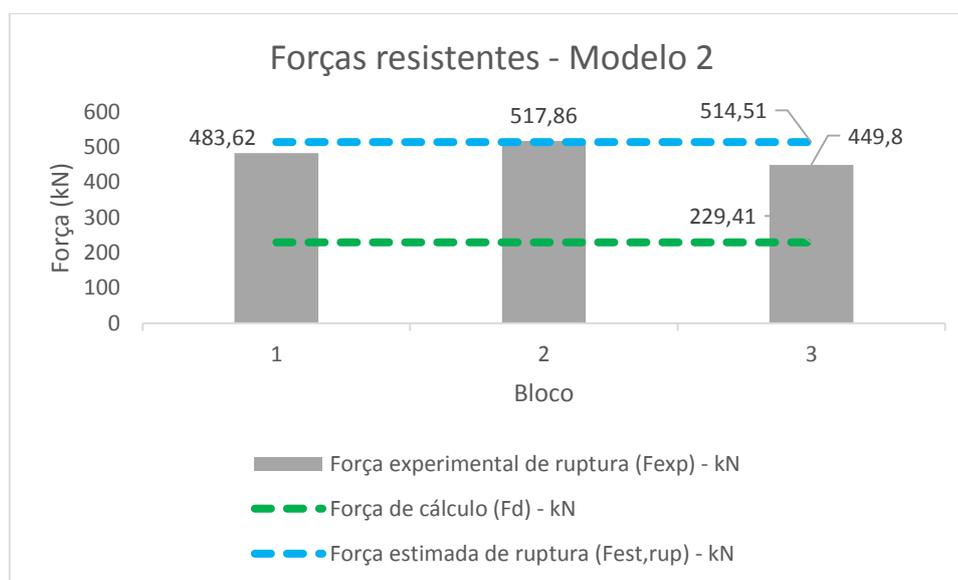
Ao analisar os resultados obtidos de cargas de ruptura, observou-se uma variação média entre os resultados, com desvio padrão de 34,03. A tabela 12 e o Gráfico 8 apresentam os valores das cargas de ruptura em comparação com os valores médios calculados.

Tabela 12- Forças resistentes – modelo 2

Modelo	Bloco	Força de cálculo (Fd) - kN	Força estimada de ruptura ($F_{est,rupt}$) - kN	Força experimental de ruptura (F_{exp}) - kN
2	B1	229,41	514,51	483,62
	B2	229,41	514,51	517,86
	B3	229,41	514,51	449,8
			Média	483,76

Fonte: Autora (2016).

Gráfico 8 - Forças resistentes - modelo 2



Fonte: Autora (2016).

Analisando a tabela e o gráfico, tem-se que o bloco 1 apresentou força experimental de ruptura (F_{exp}) 52,56% maior do que a força de cálculo (F_d), mas 6,39% menor do que a estimada de ruptura ($F_{est,rup}$). O bloco 2 atingiu uma força experimental de ruptura 55,70% maior do que a força de cálculo e apenas 0,65% maior do que a estimada de ruptura. O bloco 3 atingiu uma força experimental de ruptura 49% maior do que a força de cálculo, porém 14,39% menor do que a estimada de ruptura.

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho dimensionou e ensaiou dois modelos, sendo três blocos de cada, de blocos sobre estacas a partir da metodologia de bielas e tirantes, sendo que o primeiro modelo visava analisar o rompimento da armadura e o segundo das bielas de compressão. O método das bielas consiste em admitir, no interior do bloco, uma treliça na qual as barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras e barras comprimidas inclinadas (bielas), interceptam-se nos eixos das estacas e em um ponto do pilar. De acordo com o critério do modelo de treliça, pode-se determinar a secção necessária das armaduras e verificar a tensão de compressão nas bielas nos pontos críticos, que são as seções situadas junto ao pilar e a cabeça da estaca.

Os blocos foram dimensionados para ensaio conforme os fatores de segurança indicados pelo método. Porém, como forma de comparar com os valores reais de ruptura foi proposto um novo cálculo, este sem fatores de segurança para o aço e concreto e utilizando os valores reais de resistência desses materiais encontrados a partir de ensaio.

A partir da média dos resultados dos 3 blocos do modelo 1, tem-se que este apresentou força de ruptura (F_{rup}) 73,55% maior do que a força de cálculo (F_d) e 64,90% maior do que a estimada de ruptura ($F_{est,rup}$). Embora o concreto apresente maior resistência a compressão, ele também tem resistência a tração, efeito esse não considerado pelo modelo de cálculo, o tornando mais conservador e em prol da segurança das estruturas.

Já para a média dos resultados do modelo 2, tem-se que este apresentou força de ruptura (F_{rup}) 52,42% maior do que a força de cálculo (F_d), mas 6,71% menor do que a estimada de ruptura ($F_{est,rup}$). Isso indica que esse modelo não está superestimado no cálculo da resistência ao cisalhamento, uma vez que a força estimada de ruptura ficou na mesma faixa de valores da força de ruptura. Conclui-se também a partir deste modelo que mesmo com grandes taxas de armadura de flexão, quando atingir o esmagamento da biela de compressão o bloco vai romper por cisalhamento, desencadeando, em um caso prático e real, a abertura do mesmo, permitindo a infiltração de água e acelerando a corrosão da armadura.

A realização da presente pesquisa propiciou a acadêmica um amplo conhecimento teórico e prático a respeito de blocos sobre estacas e sua forma de distribuição de carga. Desde a área da pesquisa até a confecção e ensaio dos modelos, encontram-se obstáculos e condicionantes que propiciaram uma visão prática da execução de obras de estruturas e fundações, bem como a forte ligação entre essas áreas.

Para trabalhos futuros, recomenda-se a confecção de mais modelos para aumentar a confiabilidade dos resultados, bem como analisar o efeito dos blocos sobre estacas através de elementos finitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3. ed., rev. e ampl. Rio Grande: Dunas, 2014. 306 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118/2014: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- _____. NBR 6122/2010: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- _____. NBR 8681/2003: **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundação em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 544 p.
- CAMPOS, Leonardo Alves de. **Análise experimental de bloco de fundação sobre duas estacas, sob carga centrada, para estrutura pré-fabricada**. 2007. 163f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo: Pini, 2009. 2 v.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.
- GUERRIN, A.; LAVAUUR, Roger Claude. **Tratado de concreto armado**. [S.l.]: Hemus, c2002-c2003. 6 v.
- KVAS, Cleverson F., MARCOS, Henrique N. S. **Análise Computacional de Bloco Sobre Estacas em Concreto Armado**. 2014. 102f. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2014.
- LEONHARDT, Fritz; MONNIG, Eduard. **Construções de concreto, vol. 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. 3 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2007. v.3
- MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. F. **Hormigón armado – 14º Edicion basada em La EHE**, Barcelona: Editorial Gustavo Gili AS, 2000. 443 p.
- MUNHOZ, Fabiana Stripari; GIONGO, José Samuel. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2007. v. 9, n. 41, 47-76 p.
- OLIVEIRA, Diôgo Silva de. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas**. 2013. 234f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2013.

SAKAI, Erika. **Análise de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2010. 107f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

TANNO, Danieli Colombo dos Santos. **Blocos de concreto sobre estacas posicionados nas divisas de terrenos: estudo analítico e análise numérica linear**. 2012. 156f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2012.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: teoria e prática**. 2ed. São Paulo: Pini, 1998. 2 v.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 2 v.