Letícia Marchiori de Oliveira

**DIRETRIZES PARA PROJETO DE BLOCOS DE
CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de
Mestre em Engenharia.

Área de concentração:
Engenharia de estruturas

Orientador:
João Carlos Della Bella

São Paulo
2009

*Dedico este trabalho
à minha família.*

AGRADECIMENTOS

À DEUS, pelas bênçãos concedidas para a realização desse trabalho, por ter me dado perseverança para conseguir vencer mais essa etapa na minha vida, e por estar sempre ao meu lado me ajudando e amparando.

À minha amada família que sempre me deu apoio e incentivo para a realização de mais esta etapa.

Ao meu marido, por sua confiança em meu trabalho e principalmente por existir em minha vida.

Ao Professor João Carlos Della Bella pela orientação dedicada e pela oportunidade de realização deste trabalho.

Meus sinceros agradecimentos aos funcionários, colegas e professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EPUSP que colaboraram para a realização deste trabalho.

RESUMO

Blocos sobre estacas ou blocos de coroamento são elementos estruturais usados para transferir as ações da superestrutura para um conjunto de estacas. São encontrados em infra-estruturas de pontes e edifícios. O conhecimento de seu real comportamento estrutural é de fundamental importância, pois são elementos estruturais que garantem a segurança de toda a estrutura. Ainda não há consenso no meio técnico quanto ao seu real comportamento estrutural; também não se sabe a real forma geométrica das bielas de compressão no Estado Limite Último para a aplicação do método biela-tirante, e falta normalização deste elemento estrutural; estes são alguns aspectos que tornam este trabalho necessário. Com o objetivo de contribuir para diretrizes de projeto, foram apresentados os critérios utilizados nos projetos de blocos sobre estacas e desenvolvido, por meio de resultados de modelos analíticos, um método para a verificação da tensão de compressão na biela junto ao pilar. Nos modelos adotados variaram-se os diâmetros de estacas e dimensões de pilar. Conclui-se que os resultados são de grande relevância, pois os resultados obtidos mostraram-se muito coerentes por serem constantes em função da quantidade de estacas e da relação x/d .

Palavras chave: Concreto armado, Blocos.

ABSTRACT

Piles caps are structural elements used to transfer actions of the superstructure to a group of piles. They are found in infrastructures of bridges and buildings. The knowledge of its real structural behavior presents fundamental importance, once piles caps are structural elements that guarantee the safety of all structure. There is no consensus yet between specialists on its real structural behavior, the real geometric shape of the struts on the ULS for the application of the strut-and-tie model it's not know, and the lack of standardization of this structural element are some of the aspects that makes this work necessary. With the objective to contribute to the design guidelines, were presented the criteria used in projects of piles caps and developed through results of analytical models, a method for checking the compressive stress at the strut near the column. Piles diameters and column dimensions of the models were been varied. It was concluded that the results are of great relevance, because the values obtained proved to be very consistent since they are in depending on the amount of piles and the relationship x/d .

Keywords: Reinforced Concrete, Caps.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	4
RESUMO	5
ABSTRACT	6
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE TABELAS.....	14
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Considerações Iniciais.....	15
1.2 Justificativa.....	17
1.3 Objetivo	18
1.4 Metodologia	18
1.5 Apresentação da dissertação	19
CAPÍTULO 2 REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA.....	20
2.1 Ensaio de Blévo (1967)	20
2.2 Ensaio de Mautoni (1972)	24
2.3 Ensaio de Taylor e Clarke (1976).....	27
2.4 Ensaio de Adebar, Kuchma e Collins (1990).....	29
2.5 Miguel (2000)	33
2.6 Munhoz (2004)	35
2.7 Delalibera (2006)	40
CAPÍTULO 3 MODELOS DE BIELAS E TIRANTES	46
3.1 Considerações iniciais.....	46
3.2 Fundamentos do modelo.....	47
3.3 Rotina de projeto.....	48
3.3.1 Definição geométrica do modelo	49

3.3.2	<i>Regiões B e D</i>	49
3.3.3	<i>Análise estrutural</i>	50
3.3.4	<i>Processo do caminho de carga</i>	51
3.3.5	<i>Otimização do modelo</i>	52
3.3.6	<i>Dimensionamento das bielas</i>	53
3.3.7	<i>Dimensionamento dos tirantes</i>	56
3.3.8	<i>Dimensionamento dos nós</i>	56
3.3.9	<i>Detalhamento das armaduras</i>	63

CAPÍTULO 4 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS 64

4.1	<i>Considerações iniciais</i>	64
4.2	<i>Método das bielas</i>	64
4.2.1	<i>Blocos sobre duas estacas</i>	65
4.2.2	<i>Blocos sobre três estacas</i>	72
4.2.3	<i>Blocos sobre quatro estacas</i>	79
4.2.4	<i>Blocos sobre cinco estacas</i>	82
4.3	<i>Processo do CEB-FIP – Boletim 73 (1970)</i>	85
4.3.1	<i>Dimensionamento da armadura inferior</i>	86
4.3.2	<i>Disposição da armadura inferior</i>	87
4.3.3	<i>Condição de aderência das barras da armadura principal</i>	88
4.3.4	<i>Resistência à força cortante</i>	89
4.3.5	<i>Resistência local à força cortante</i>	91
4.4	<i>Critérios adotados por Calavera (1991)</i>	92
4.5	<i>Critérios adotados por Montoya (2000)</i>	97
4.6	<i>Critérios adotados pelo ACI (1994)</i>	100

CAPÍTULO 5 DIRETRIZES PARA PROJETOS DE BLOCOS SOBRE ESTACAS..... 101

5.1	<i>Considerações iniciais</i>	101
5.2	<i>Critérios de projeto para blocos sobre estacas</i>	102
5.2.1	<i>Procedimentos gerais de projeto</i>	102
5.2.2	<i>Classificação de blocos sobre estacas</i>	103

5.2.3	<i>Distância entre eixos de estacas</i>	<i>105</i>
5.2.4	<i>Recomendações para altura dos blocos.....</i>	<i>105</i>
5.2.5	<i>Distância do eixo da estaca até a face do pilar.....</i>	<i>106</i>
5.2.6	<i>Distância do eixo da estaca até a face externa do bloco</i>	<i>106</i>
5.2.7	<i>Ligação da estaca com o bloco</i>	<i>107</i>
5.2.8	<i>Recomendações sobre excentricidades acidentais</i>	<i>107</i>
5.2.9	<i>Método da superposição para blocos submetidos à força vertical e momento fletor ..</i>	<i>108</i>
5.2.10	<i>Ancoragem das barras de armadura principal dos blocos.....</i>	<i>109</i>
5.2.11	<i>Detalhamento das armaduras secundárias</i>	<i>110</i>
5.2.12	<i>Armadura de suspensão.....</i>	<i>111</i>
5.3	<i>Considerações para o nó superior</i>	<i>112</i>
5.3.1	<i>Considerações de Fusco (1994).....</i>	<i>112</i>
5.3.2	<i>Determinação sugerida para a área expandida do pilar.....</i>	<i>117</i>
CAPÍTULO 6	CONCLUSÃO	146
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévo (1967).....	20
Figura 2.2 Definição da geometria dos blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévo (1967).....	21
Figura 2.3 Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévo (1967).....	22
Figura 2.4 Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévo (1967).....	23
Figura 2.5 Modelo esquemático dos ensaios de Mautoni (1972).....	24
Figura 2.6 Modelos adotados nos ensaios de Mautoni (1972).....	25
Figura 2.7 Modelo esquemático dos ensaios de Mautoni (1972).....	26
Figura 2.8 Tipos de distribuição de armadura utilizados nos blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976).....	27
Figura 2.9 Tipos de ancoragem utilizados nos blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976).....	28
Figura 2.10 Tipos de ruína em blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976).....	28
Figura 2.11 Modelos de blocos ensaiados por Adebar et al. (1990) , sendo h=600mm.....	30
Figura 2.12 a) Trajetórias de tensões principais de compressão; b) Modelo refinado de bielas e tirantes; por Adebar et al. (1990).....	32
Figura 2.13 Malha de elementos finitos, Munhoz (2004).....	36
Figura 2.14 (a) Formação das bielas de compressão, (b) Bielas de compressão, modelo numérico e modelo de Blévo; Munhoz (2004).....	38
Figura 2.15 Trajetórias de tensões elástico-lineares e Modelo refinado de Bielas e Tirantes para blocos sobre duas estacas, Munhoz (2004).....	39
Figura 2.16 Fluxo de tensões de compressão, modelo B35P25E25e0, Delalibera (2006).....	42
Figura 2.17 Tensões principais de compressão e tração, modelo B35P25E25e0, Delalibera (2006).....	43
Figura 2.18 Fluxo das tensões principais de compressão e tração, modelo B35P25E25e0, Delalibera (2006).....	44

Figura 2.19 Modelo de Bielas e Tirantes para força centrada proposto por Delalibera (2006).....	45
Figura 3.1 Exemplos de aplicações de modelos de bielas e tirantes; Silva e Giongo (2000).....	48
Figura 3.2 Exemplos de regiões D; Schafer e Schlaich (1988) apud. Silva e Giongo (2000).....	50
Figura 3.3 Exemplo de aplicação do processo do caminho de carga em uma viga-parede: a) a estrutura e suas ações no contorno; b) o caminhamento das ações externas; c) as linhas do polígono; d) o modelo; e e) o equilíbrio dos nós; Silva e Giongo (2000).....	52
Figura 3.4 Configurações típicas de campos de tensão de compressão; Tjhin e Kuchma (2002) apud. Munhoz (2004).....	53
Figura 3.5 Exemplos de nós contínuos (A) e singulares (B); Silva e Giongo (2000)...	57
Figura 3.6 Nós somente com forças de compressão; CM CEB-FIP (1990) apud. Silva e Giongo (2000).....	58
Figura 3.7 Nós com ancoragem somente de barras paralelas; Silva e Giongo (2000).....	59
Figura 3.8 Nós comprimidos com armadura em uma direção; Eurocode (1992).....	61
Figura 4.1 Modelo de cálculo para blocos sobre duas estacas.....	66
Figura 4.2 Polígono de forças.....	67
Figura 4.3 Área de verificação das bielas.....	69
Figura 4.4 Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas.....	72
Figura 4.5 Armadura segundo as medianas.....	76
Figura 4.6 Armadura segundo os lados.....	77
Figura 4.7 Armadura em malha.....	78
Figura 4.8 Modelo de cálculo para blocos sobre quatro estacas.....	79
Figura 4.9 Arranjos de armadura para blocos sobre quatro estacas.....	81
Figura 4.10 Modelo de cálculo para blocos sobre cinco estacas.....	82
Figura 4.11 Arranjos de armadura para blocos sobre cinco estacas.....	84
Figura 4.12 Dimensões para definição de bloco rígido.....	85
Figura 4.13 Seção S1.....	86
Figura 4.14 Seção S2.....	89
Figura 4.15 Largura da Seção S2.....	90
Figura 4.16 Seção de referência para verificação da força cortante.....	91

Figura 4.17 Seção de referência para o cálculo de momento fletor, Calavera (1991).....	93
Figura 4.18 Seção de referência para a verificação da força cortante, Calavera (1991).....	93
Figura 4.19 Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas sugerido por Calavera (1991).....	95
Figura 4.20 Seção de referência para verificação à força cortante, Calavera (1991).....	96
Figura 4.21 Modelo de cálculo para blocos sobre quatro estacas sugerido por Calavera (1991).....	97
Figura 4.22 Modelo de cálculo para blocos sobre duas estacas (EHE, 2001).....	98
Figura 4.23 Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas (EHE, 2001).....	99
Figura 5.1 Parâmetros utilizados no dimensionamento de blocos sobre estacas; Miguel (2000).....	103
Figura 5.2 Determinação dos afastamentos máximos, Fusco (1994).....	106
Figura 5.3 Excentricidade acidental em blocos sobre uma e duas estacas, Calavera (1991).....	108
Figura 5.4 Nomenclatura adotada para aplicação do Método da Superposição, Munhoz (2004).....	109
Figura 5.5 Tensões nos planos horizontais do bloco, Fusco (1994).....	113
Figura 5.6 Ampliação da seção resistente, Fusco (1994).....	114
Figura 5.7 Resistência das bielas junto às estacas, Fusco (1994).....	116
Figura 5.8 Modelo proposto para blocos sobre duas estacas.....	117
Figura 5.9 Definição da geometria do bloco sobre três estacas.....	118
Figura 5.10 Simetria do bloco sobre três estacas.....	119
Figura 5.11 Primeira etapa.....	119
Figura 5.12 Segunda etapa.....	120
Figura 5.13 Terceira e quarta etapa.....	121
Figura 5.14 Quinta etapa.....	122
Figura 5.15 Área do pilar e área expandida.....	123
Figura 5.16 Propriedades geométricas para blocos sobre duas estacas.....	124
Figura 5.17 Propriedades geométricas para blocos sobre três estacas.....	126
Figura 5.18 Propriedades geométricas para blocos sobre quatro estacas.....	128
Figura 5.19 Gráfico dos resultados para f_m , com f_{ck} 30MPa.....	137

Figura 5.20 Gráfico dos resultados para fm, com f_{ck} 42MPa.....	137
Figura 5.21 Equilíbrio de forças.....	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1	Valores de x/b , Fusco (1994).....	115
Tabela 5.2	Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre duas estacas, com f_{ck} 30MPa.....	124
Tabela 5.3	Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre duas estacas, com f_{ck} 42MPa.....	125
Tabela 5.4	Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 30MPa.....	126
Tabela 5.5	Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 42MPa.....	127
Tabela 5.6	Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 30MPa.....	128
Tabela 5.7	Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 42MPa.....	129
Tabela 5.8	Resultados para blocos sobre duas estacas, com f_{ck} 30MPa.....	130
Tabela 5.9	Resultados para blocos sobre duas estacas, com f_{ck} 42MPa.....	131
Tabela 5.10	Resultados para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 30MPa.....	132
Tabela 5.11	Resultados para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 42MPa.....	133
Tabela 5.12	Resultados para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 30MPa.....	134
Tabela 5.13	Resultados para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 42MPa.....	135
Tabela 5.14	Resumo dos resultados para f_m , com f_{ck} 30MPa.....	136
Tabela 5.15	Resumo dos resultados para f_m , com f_{ck} 42MPa.....	136

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A definição do tipo de fundação para uma construção é baseada nos estudos técnicos e econômicos da obra. Para escolher a melhor alternativa, o projetista deve levar em conta aspectos técnicos e econômicos do caso em questão, avaliando o tipo de solo e seus parâmetros, as ações incidentes e os tipos de fundações disponíveis no mercado local.

As fundações em estacas são adotadas quando o solo em suas camadas superficiais não é capaz de suportar ações originadas na superestrutura, sendo necessário, portanto, buscar resistência em camadas profundas. Quando for necessária a utilização de fundação em estacas, faz-se necessário a construção de outro elemento estrutural, o *bloco de coroamento*, também denominado *bloco sobre estacas*. Para os casos de fundações utilizando tubulões também há a necessidade de blocos de coroamento para a transferência das ações.

Os blocos sobre estacas são elementos com um sistema de funcionamento complexo, pelo fato de todas as suas dimensões possuírem a mesma ordem de grandeza e devido ao seu comportamento mecânico. O conhecimento do real comportamento dos blocos é de extrema importância, tendo em vista que geralmente não é possível a inspeção visual dos blocos em serviço.

Apesar da relevância dos blocos sobre estacas para a segurança da estrutura, os métodos utilizados em projetos para o dimensionamento e verificação destes elementos são simplificados. Além disso, encontramos

divergências nas normas e métodos de cálculo em relação às classificações dos blocos e parâmetros adotados para dimensionamento.

A norma brasileira NBR 6118:2003 classifica os blocos sobre estacas em rígidos e flexíveis, aceitando para cálculo dos blocos rígidos modelos tridimensionais, lineares ou não, e modelos de bielas e tirantes tridimensionais, tendo esses últimos a preferência por definir melhor a distribuição de forças nos tirantes. Porém, não é apresentado no texto da NBR 6118:2003 prescrições para o dimensionamento e verificação dos blocos sobre estacas.

A norma espanhola EHE apresenta expressões para o cálculo de armaduras em modelos mais freqüentes. O código americano ACI-318 adota hipóteses simplificadas para o dimensionamento, utilizando a teoria da flexão e verificando a altura mínima.

Calavera (1991) define o dimensionamento de blocos conforme o recomendado pela norma espanhola EH-91, sugerindo verificações para momento fletor e força cortante, fazendo as considerações para cálculo de blocos rígidos ou flexíveis, porém não sugere verificação de tensões de compressão nas regiões nodais dos modelos.

O Método biela-tirante e o Método do CEB-FIP (boletim 73 – 1970) são os mais utilizados pelos projetistas no Brasil.

No Método biela-tirante é idealizada uma treliça tridimensional com barras tracionadas e comprimidas. As barras comprimidas seriam as bielas de concreto nas quais a tensão de compressão deve ser verificada; e as barras tracionadas seriam os tirantes compostos por armaduras definidas pela força de tração. É recomendado para ações centradas, mas pode ser empregado no caso de ações excêntricas, desde que, se admita que todas as estacas estão submetidas à maior força transferida.

O cálculo apresentado no método do CEB-FIP (1970) é baseado na teoria da flexão, considerando uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta face de um comprimento igual a 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Em relação à verificação da força cortante, define-se uma seção distante da face do pilar igual à metade da altura útil do bloco.

O modelo de bielas e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, utilizando o processo do caminho das cargas. Essas tensões podem ser obtidas por meio de uma análise elástica linear, utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

O modelo de bielas e tirantes pode ser definido como o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas, sendo que o bloco rígido sobre estacas é uma região de descontinuidade generalizada, conhecida como “região D”. As geometrias das regiões nodais e das escoras comprimidas são diferentes das apresentadas por Blévoit. As verificações das escoras comprimidas, assim como das regiões nodais, podem ser feitas através das considerações apresentadas em normas como o Eurocode e a norma espanhola EHE, entre outras.

1.2 Justificativa

Este trabalho justifica-se pela importância que o elemento estrutural blocos sobre estacas têm na estrutura de uma edificação. Não se sabe a real forma geométrica das bielas de compressão no Estado Limite Último para a aplicação do método biela-tirante, e falta normalização deste elemento estrutural; estes são alguns dos aspectos que tornam este trabalho necessário.

As divergências existentes entre os métodos usuais de dimensionamento (por exemplo, método das bielas, baseado nos ensaios de Blévoit) e normas internacionais, como Eurocode e norma espanhola EHE, motivaram a decisão para o estudo de blocos sobre estacas.

Outro fator motivador é a inexistência de prescrições para verificação e dimensionamento de blocos sobre estacas no texto da norma brasileira NBR 6118:2003, que apenas indica modelos de cálculo possíveis e determina o detalhamento da armadura.

1.3 Objetivo

Os objetivos deste trabalho são:

- Apresentar os métodos de dimensionamento de blocos sobre estacas adotados em projeto, comparando-os com as recomendações das normas e com resultados de ensaios encontrados na bibliografia;
- Sistematizar critérios para verificações e dimensionamentos de blocos sobre estacas;
- Sistematizar um critério para a verificação da tensão de compressão na biela junto ao pilar.

1.4 Metodologia

Foi realizada uma revisão bibliográfica, apresentando-se os métodos usuais de cálculo e prescrições existentes em normas, relativos ao dimensionamento e verificações de blocos sobre estacas. Nesta revisão bibliográfica constam resultados de ensaios físicos, como os de Blévot (1967) e de Mautoni (1972), além de resultados com modelos numéricos.

Foram apresentados os critérios e métodos de projetos, que envolvem a classificação do tipo do bloco, recomendações para as dimensões dos elementos, o detalhamento das armaduras principais e secundárias, ancoragem das barras, entre outros. O modelo de bielas e tirantes foi analisado, junto com as recomendações e verificações propostas por normas e por autores consagrados.

Propõe-se um critério para o dimensionamento de bielas junto ao pilar para casos usuais de blocos sobre estacas com geometrias regulares.

1.5 Apresentação da dissertação

A seguir é apresentada a ordem e o conteúdo dos capítulos que constituirão esta dissertação:

Capítulo 1: Introdução – considerações iniciais, justificativa, objetivo, metodologia;

Capítulo 2: Revisão bibliográfica – descrição dos principais trabalhos desenvolvidos sobre o assunto, mostrando as conclusões dos autores e um apanhado de informações importantes para este trabalho;

Capítulo 3: Biela-Tirante – uma revisão sobre as regras e fundamentos, e como o método pode ser aplicado;

Capítulo 4: Métodos para dimensionamento de blocos sobre estacas – apresentação dos métodos de dimensionamento adotados em normas, por alguns autores e métodos utilizados na prática;

Capítulo 5: Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas – apresentação de critérios para projeto de blocos sobre estacas; análise da biela junto ao pilar por meio de modelos analíticos, apresentação de exemplo de dimensionamento pelo método proposto empregando os modelos de bielas e tirantes utilizados para o dimensionamento de blocos sobre estacas;

Capítulo 6: Conclusão – apresentação das conclusões obtidas em função da realização deste trabalho.

Referências bibliográficas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA

2.1 Ensaios de Blévoat (1967)

Blévoat (1967) realizou ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à ação de força centrada, a fim de analisar o estado de formação de fissuras e o estado limite último, verificando a aplicabilidade da teoria das bielas para esses elementos estruturais. Foi modificada a disposição das armaduras dos blocos para analisar a sua influência.

Os blocos sobre duas estacas apresentavam largura igual a 40 cm e distância entre estacas igual a 120 cm, sendo o diâmetro das estacas de 30 cm. O pilar possuía seção quadrada com lado igual a 30 cm e a inclinação das bielas em relação à face inferior do bloco apresentava ângulos superiores a 40° . A distância entre a face do pilar e o eixo da estaca era igual a 45 cm. Utilizaram-se dois tipos de arranjos de armadura: barras lisas com gancho e barras com mossas e saliências, sem ganchos, como ilustrado na Figura 2.1.

Modelos armados com barras lisas
com ganchos

Modelos armados com barras com mossas
e saliências sem ganchos

Figura 2.1 Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévoat (1967)

Figura 2.2 Definição da geometria dos blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet (1967)

Blévet observou que a ruína ocorreu por esmagamento da biela junto ao pilar ou junto à estaca. Em um dos blocos ensaiados observou-se esmagamento simultâneo da biela junto ao pilar e junto à estaca. A ruptura ocorreu após a formação de várias fissuras. Para os blocos armados com barras sem ganchos, observou-se o escorregamento na ancoragem das barras. A tensão de compressão na biela junto ao pilar excedeu em cerca de 40% à resistência característica do concreto f_{ck} e a força na armadura excedeu em 15% o valor recomendado pelo cálculo.

Com o observado, Blévet recomenda que a inclinação das bielas, para blocos sobre duas estacas, deve estar entre 45° e 55° . Na Figura 2.2 podem-se ver como os modelos de Blévet consideram a formação das bielas. Para essa recomendação de inclinação de biela obtém-se blocos com altura útil entre 52,5cm e 74,9 cm.

Para os blocos sobre três estacas, Blévet utilizou cinco modelos diferentes, variando a disposição da armadura: armadura em laço contornando as estacas; armadura segundo os lados unindo as estacas; armadura dispostas nas medianas passando pela projeção do pilar; combinação entre as armaduras segundo o lado e medianas; e por fim, armadura em malha. A Figura 2.3 ilustra esses modelos.

Figura 2.3 Modelos de blocos sobre três estacas ensaiados por Blévoit (1967)

As armaduras apresentadas nos modelos (a), (b) e (d) mostraram-se eficientes, desde que no modelo (d) as armaduras segundo os lados do bloco sejam preponderantes. As disposições dos modelos (c) e (e) apresentaram forças de ruína menores. Os blocos com armadura em malha (modelo (e)) apresentaram força última cerca de 50% do valor calculado, isso ocorreu pela falta da armadura de suspensão, pois nas situações em que a distância entre os eixos das estacas for maior que três vezes o diâmetro das mesmas, faz-se necessário dispor, no banzo, armadura de suspensão.

Na maioria dos blocos verificou-se a ruína a partir de fissuras partindo das estacas, rompendo parte do bloco. Para inclinações de biela entre 40° e 55° observaram-se forças de ruína calculadas pelo método das bielas menores dos que os valores obtidos nos ensaios. Para as situações de inclinações menores que 40° ou maiores que 55° , as forças de ruína obtidas pelo método das bielas foram maiores do que as obtidas nos ensaios, demonstrando que o método não apresenta segurança para bielas com inclinação fora do intervalo de 40° e 55° .

Não foram observadas ruínas por punção, sendo que em todos os casos ocorreram após o escoamento da armadura principal.

Para os blocos sobre quatro estacas, Blévet também utilizou cinco disposições diferentes de armaduras, conforme Figura 2.4.

Figura 2.4 Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévet (1967)

As ruínas, em vários dos blocos sobre quatro estacas, ocorreram a partir de fissuras saindo das estacas, destacando parte do bloco. Não foram observadas ruínas por punção. Em relação à inclinação das bielas, observou-se o mesmo já exposto para os blocos sobre três estacas. Os valores obtidos nos ensaios se mostraram coerentes com os valores calculados pelo método das bielas.

As disposições de armaduras dos modelos (a), (b), (c) e (d) apresentados na Figura 2.4 mostraram-se igualmente eficientes. O modelo (e), com armadura em malha apresentou uma eficiência de 80%.

No modelo (b), com armadura contornando as estacas, surgiram fissuras na parte inferior do bloco, o que mostra a necessidade de acréscimo de armadura secundária em malha para combater a fissuração.

2.2 Ensaios de Mautoni (1972)

Mautoni (1972) realizou ensaios onde se determinou o mecanismo de ruína mediante comparação de uma expressão da taxa crítica de armadura (μ_{crit}) e a carga de ruptura do bloco. “Assim, se a porcentagem de armadura for inferior a μ_{crit} a ruína dar-se-á por escoamento da armadura e, se for maior que μ_{crit} a ruína dar-se-á por cisalhamento no plano comprimido A’C”, ver Figura 2.5.

Figura 2.5 Modelo esquemático dos ensaios de Mautoni (1972)

Baseado na Figura 2.5 a taxa crítica de armadura é determinada pela seguinte expressão:

$$\mu_{crit} = 100 \cdot \frac{1 - \frac{\tan \beta}{\tan \alpha}}{1 + \tan^2 \beta} \cdot \frac{\sigma_{re}}{\sigma_e} \quad (2.1)$$

sendo que:

σ_{re} – tensão real do concreto à compressão;

σ_e – limite de escoamento da armadura.

Mautoni (1972) ensaiou 20 blocos sobre duas estacas distribuídas em cinco séries. Os blocos estavam armados unicamente com barras longitudinais de tração, tendo sido utilizados dois tipos de armação longitudinal de tração: ancoragem em “bigode” (Figura 2.6 (a)) e ancoragem em “laçada contínua” (Figura 2.6 (b)).

A armação em “bigode” pode apresentar desvantagens em relação ao maior consumo de aço nas ancoragens e a dificuldade na execução da dobra da barra. Já a armação em laçada contínua necessita de um raio mínimo para a armadura dificultando a armação em blocos estreitos e ocorre a redução da altura útil quando tiver muitas camadas.

Figura 2.6 Modelos adotados nos ensaios de Mautoni (1972)

Os modelos ensaiados apresentavam estacas de 10 cm x 15 cm e pilares de 15 cm x 15 cm. A largura dos blocos foi utilizada igual a 15 cm e a altura igual a 25 cm, sendo que a distância entre estacas apresentou medidas variando em 31 cm, 32 cm, 35 cm, 40 cm e 45 cm e alturas úteis (d) com valores de 20 cm, 21 cm e 23 cm.

Considerando que todos os modelos tinham altura útil de 20cm, obtêm-se inclinações de biela (β) entre $41,6^\circ$ a $52,2^\circ$, de acordo com o modelo de Mautoni (1972). Considerando o modelo de Blévtot, as inclinações das bielas têm valores entre $46,85^\circ$ a $59,56^\circ$. Só foram considerados os ensaios em que α é maior ou igual a 45° . Na Figura 2.7 podem-se observar a diferença na definição da inclinação da biela para os dois modelos, sendo que θ_B é o ângulo da biela na definição de Blévtot e θ_M é o ângulo da inclinação da biela na definição de Mautoni.

Figura 2.7 Modelo esquemático dos ensaios de Mautoni (1972)

Mautoni (1972) constatou que a primeira fissura ocorreu no meio do vão, na zona inferior do bloco, junto à armadura de tração, para uma força de aproximadamente 30% da força de ruína. Para forças de aproximadamente 70% da força de ruína observou-se que não se formaram novas fissuras, porém as existentes aumentaram em abertura. As fissuras, em grande parte, formaram-se paralelas às bielas de compressão. Segundo o autor a ruína do bloco deu-se por cisalhamento no plano comprimido. Esse tipo de ruína apresenta a desvantagem de ser uma ruína frágil, o que não é adequado, pois

o ideal é que aconteça primeiramente um escoamento das barras da armadura do tirante, gerando uma ruptura dúctil.

2.3 Ensaios de Taylor e Clarke (1976)

Taylor e Clarke (1976) divulgaram os resultados de suas pesquisas sobre a influência do detalhamento das barras de armadura na resistência e comportamento de blocos sobre estacas, principalmente referente à armadura principal dos blocos, variando a disposição das mesmas e a forma de ancoragem.

Foram ensaiados 15 blocos sobre quatro estacas de 20 cm de diâmetro, com espaçamentos entre eixos de estacas de duas vezes o diâmetro da mesma, obtendo um bloco de 75 cm x 75 cm e com espaçamento entre eixos de estacas de três vezes o diâmetro da mesma, obtendo blocos de 95 cm x 95 cm. A altura total dos modelos foi de 45 cm. Considerando uma altura útil de 35 cm, a inclinação das bielas tem valores de $39,52^\circ$ e $51,06^\circ$, adotando o modelo de Mautoni (1972), no qual a inclinação da biela é definida pela linha que vai do eixo da estaca até o eixo do pilar. Três tipos diferentes de distribuição de armadura e quatro tipos de ancoragens foram utilizados, como indicam as Figura 2.8 e Figura 2.9.

(A)

Armadura em
malha

(B)

Armadura segundo os
lados

(C)

Armadura segundo as
diagonais

Figura 2.8 Tipos de distribuição de armadura utilizados nos blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976)

Figura 2.9 Tipos de ancoragem utilizados nos blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976)

Nas fases iniciais dos ensaios todos os blocos se comportaram de maneira semelhante, com fissuras verticais que se formaram nas linhas de eixo das estacas nas quatro faces do bloco. Na maioria dos casos a ruína se deu por cisalhamento, as fissuras diagonais se formaram prematuramente em duas ou mais faces e do bloco. Foram registradas duas formas diferentes de ruína por cisalhamento, uma delas era semelhante à ruína por cisalhamento em uma viga (Figura 2.10a) e a segunda tinha a forma mostrada na Figura 2.10b.

Figura 2.10 Tipos de ruína em blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976)

Os modelos com tipo de ancoragem 1 e 2 (Figura 2.9) e distribuição das barras sobre as estacas e paralela aos lados Figura 2.8 (B) apresentaram forças de ruína cerca de 15% maiores que os blocos armados em malha Figura 2.8(A). Os blocos com armadura concentrada nas diagonais (Figura 2.8(C)) tiveram praticamente a mesma força de ruína que os blocos com armadura em malha.

No caso das armaduras distribuídas em malha o tipo de ancoragem teve influência mais acentuada nas forças de ruína. As ancoragens tipo 3 e 4 aumentaram a força de ruína em aproximadamente 30%. Segundo Taylor e Clarke (1976) esse aumento não ocorreu por causa da melhoria da ancoragem, mas provavelmente pela capacidade do trecho vertical da ancoragem trabalhar como armadura de suspensão. Com a ancoragem do tipo 4 não foi obtido nenhum aumento adicional em relação ao tipo 3.

2.4 Ensaios de Adebar, Kuchma e Collins (1990)

O estudo de Adebar et al. (1990) descreve os resultados de testes em seis grandes blocos sobre estacas dimensionados para investigar a conveniência de dimensionar blocos sobre estacas usando modelos tridimensionais de biela-tirante. Todos os blocos tinham uma altura de 600 mm e foram carregados através de um pilar de concreto armado quadrado de 300 mm x 300 mm; foram apoiados sobre estacas de concreto armado de 200 mm de diâmetro e que estavam inseridas 100 mm dentro do bloco de concreto. Os modelos estão mostrados na Figura 2.11.

Considerando o modelo de Mautoni (1972) para a inclinação das bielas, definida pela linha que liga o eixo da estaca ao eixo do pilar, para os blocos A, B, D, E e F, tem-se inclinação de 48° para as estacas mais próximas ao pilar e $32,68^\circ$ para as estacas mais afastadas do pilar. No bloco C, as inclinações são de 48° para as estacas mais próximas e de $26,42^\circ$ para as estacas mais afastadas.

Figura 2.11 Modelos de blocos ensaiados por Adebar et al. (1990) , sendo $h=600\text{mm}$

Nos ensaios foram observados: relações força x deslocamento; força distribuída entre as estacas; as deformações nas barras da armadura; e, forças de fissuração e ruína.

Os blocos A, B, D e E eram todos sobre 4 estacas e com dimensões iguais. O Bloco A foi dimensionado de acordo com o ACI Building Code (ACI 318-83), para uma força última de 2000 kN. O Bloco B foi dimensionado usando um modelo de biela-tirante para uma força de 2000 kN. O Bloco D foi construído com o dobro da armadura do bloco B para investigar a fratura antes do escoamento da armadura. O bloco E é similar ao bloco D, porém com a adição de armadura distribuída. O bloco C estava apoiado sobre 6 estacas e foi dimensionado utilizando um modelo biela-tirante para uma carga de 3000 kN. O bloco F foi construído para testar uma hipótese do ACI Building Code. Ele foi feito idêntico ao bloco D, com exceção dos quatro cantos de concreto que foram suprimidos. Por causa das partes de concreto que faltam, o ACI Building Code sugere que o bloco F teria uma resistência menor que o bloco D. O método de biela-tirante sugere que os blocos D e F tem essencialmente a mesma resistência.

Nos blocos A e B, que tinham menor quantidade de barras, as tensões na armadura aumentaram muito a partir do aparecimento da primeira fissura.

Os blocos tiveram tipicamente muito poucas fissuras antes da ruína. Uma fissura por causa da flexão normalmente aconteceu entre as estacas. Nos modelos em formato de diamante (Blocos A, B, D e E), as fissuras em virtude da flexão estenderam-se diagonalmente entre as estacas. A ruína em todos os blocos foi caracterizada por muitas fissuras.

O bloco A foi previsto para uma força última de 2138 kN de acordo com dimensionamento do ACI Building Code, sendo crítica a flexão. Entretanto, o bloco rompeu com 83% da força prevista, 1781 kN. Sua ruína foi por força cortante formando um cone. A armadura sofreu escoamento antes da ruína. O bloco B é similar ao bloco A com exceção da armadura, que foi dimensionada de acordo com o modelo biela-tirante para resistir a uma força total de 2000kN. A maioria da carga foi inicialmente absorvida pelas duas estacas mais próximas da coluna. Depois que o tirante na direção mais curta atingiu a tensão de escoamento, a distribuição da força nas estacas começou a mudar. O bloco rompeu antes que uma distribuição significativa acontecesse. Isso aconteceu por causa do modelo utilizado nos ensaios terem estacas curtas, o que de acordo com a NBR 6118:2003 deve ter a hipótese de distribuição plana de carga nas estacas revista. O bloco resistiu a uma força máxima de 2189 kN. O tirante na direção mais longa não escoou.

O bloco C foi dimensionado para uma força total de 3000 kN, com todas as estacas recebendo a mesma força de 500 kN. Como no bloco B, a vasta maioria da carga foi resistida pelas duas estacas mais próximas da coluna, enquanto as outras quatro estacas resistiram a pouca força. Quando a carga total da coluna alcançou 2892 kN, a ruína por cortante ocorreu; uma punção em cone partindo da face externa do pilar até a face interna da estaca. As duas estacas mais próximas da coluna tiveram uma força máxima de 1150 kN cada uma.

Nos blocos D e E a ruína ocorreu antes do escoamento da biela.

O bloco F lembra duas vigas paredes ortogonais com interseção no meio do vão. A ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento. Nenhuma armadura longitudinal escoou.

As conclusões que Adebar et al. (1990) chegaram foram: os procedimentos indicados pelo ACI 318 (1983) não foram compatíveis com os resultados experimentais. Isso se deveu ao fato do critério do ACI não levar em consideração a altura útil do bloco e desprezar a influência da quantidade e distribuição das barras da armadura longitudinal; os blocos com grandes alturas sofreram grandes deformações pouco antes da ruína, pois não tiveram rigidez suficiente para distribuir uniformemente as forças nas estacas; os blocos não tiveram comportamento de vigas; o modelo de bielas e tirantes representou melhor o comportamento estrutural dos blocos; as bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto. A ruína do bloco aconteceu após uma das bielas de compressão não suportar tensões de tração transversais ao seu eixo (fendilhamento) provocadas em decorrência da expansão das tensões de compressão.

Com base nas observações experimentais e resultados numéricos obtidos por meio do Método dos elementos finitos (Figura 2.12 a), os autores sugeriram um modelo refinado de bielas e tirantes. Pode-se notar que entre os pontos de aplicação de força onde as tensões de compressão se “expandem” surgem tensões de tração. No modelo sugerido, essas tensões de tração são absorvidas por um tirante na região central da biela de compressão, posicionado entre a cabeça da estaca e a base do pilar (Figura 2.12 b).

Figura 2.12 a) Trajetórias de tensões principais de compressão; b) Modelo refinado de bielas e tirantes; por Adebar et al. (1990)

2.5 Miguel (2000)

Miguel (2000) estudou, por meio de análise numérica e experimental, o comportamento de blocos sobre 3 estacas submetidos à ação de força centrada com o objetivo principal de verificar a formação de fissuras e o modo de ruína. Ensaizou modelos em escala real e realizou análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos. Nos modelos da análise numérica, não foram inseridas armaduras e foi considerado um material elasto-plástico para o concreto.

Os modelos físicos foram submetidos à ação de força centrada e foram igualmente projetados, sempre com a mesma armadura principal (considerada nos lados dos blocos) e variando as armaduras adicionais e o diâmetro das estacas.

Foram ensaiados um total de 9 modelos físicos com estacas de 20 cm e 30 cm de diâmetro. Foram utilizados 4 tipos de arranjos de armadura diferentes; os modelos A1 tinham as armaduras principais segundo os lados; os modelos A2 tinham armaduras segundo os lados mais armaduras segundo as medianas; os modelos A3 tinham armaduras segundo os lados mais armadura em malha; e finalmente, os modelos A4 tinham armadura segundo os lados mais uma armadura em gaiola.

Os blocos da série A2 apresentaram as maiores forças de ruína, já os modelos da série A1 as menores. Os modelos A3 e A4 apresentaram praticamente os mesmos valores de força de ruína.

De forma geral os modelos de blocos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram forças últimas maiores. Para os modelos A1 e A2 os blocos com diâmetro de estaca de 30 cm apresentaram valores de força última 21% e 28% maiores que os de diâmetro de 20 cm. Os blocos com diâmetro de estaca menor quando atingiram a força de fissuração chegaram à ruína com forças menores do que os com diâmetro de 30 cm. A força de fissuração correspondeu à força para a qual ocorreu a primeira perda de rigidez em

qualquer uma das faces, ou quando não era possível sua determinação era considerada a força para a qual surgiu a primeira fissura visível.

Outra constatação feita nos ensaios de Miguel (2000) refere-se à distribuição das forças nas estacas nos quais se percebeu que não houve uniformidade em nenhum dos modelos ensaiados.

As principais conclusões obtidas por Miguel (2000) são:

Comportamento geral dos modelos:

- Modelos A2 resistiram à maior força aplicada;
- Método das Bielas mostrou-se conservativo, pois segundo a autora as forças últimas teóricas determinadas pelas expressões de Blévoit foram menores do que as forças últimas obtidas experimentalmente.

Influência do diâmetro das estacas:

- modelos da série A1 e A2 tiveram valores de força última maiores para blocos com diâmetro de estaca de 30 cm;
- blocos com estacas de 30 cm de diâmetro apresentaram maiores relações entre as tensões de compressão na zona nodal superior e resistência média à compressão;
- a relação entre tensão de compressão na zona nodal inferior e resistência média à compressão foi maior para blocos com estacas de 20 cm de diâmetro;
- os deslocamentos na base foram maiores para blocos com estaca de 30cm, com exceção do modelo A1;
- as deformações de compressão nas bielas foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro 30 cm;
- as deformações de tração nas bielas foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro 20 cm.

Influência do arranjo da armadura secundária:

- a armadura secundária constituída por estribos verticais e horizontais reduziu a quantidade de abertura de fissuras nas faces;
- as barras distribuídas na base não contribuíram para a redução das aberturas de fissuras nas faces, porém diminuíram o número de fissuras na base.

Deformações de tração:

- nas bielas foram maiores para blocos com estacas de 20 cm;
- nas armaduras foram maiores para os modelos com estacas de 30 cm.

Deformações de compressão:

- nas bielas foram maiores para blocos com estacas de 30 cm;
- nas zonas nodais superiores foram maiores para os modelos com estaca de diâmetro 30 cm;
- nas zonas nodais inferiores foram maiores para os modelos com estaca de diâmetro 20 cm.

Miguel (2000) concluiu que todos os modelos romperam por fendilhamento das bielas de compressão, em função da expansão do fluxo de tensões na mesma, acompanhado do escoamento das barras das armaduras principal e/ou secundária.

2.6 Munhoz (2004)

Munhoz (2004) por meio de análise numérica e modelos analíticos estudou o comportamento de blocos sobre 1, 2, 3, 4 e 5 estacas submetidos à ação de força centrada para sugerir um modelo de Bielas e Tirantes mais refinado do que o modelo de treliça utilizado atualmente em projetos. Realizou

análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos, considerando o comportamento do material como elástico linear.

Os modelos foram submetidos à ação de força centrada e foram feitas variações nos diâmetros das estacas e nas dimensões dos pilares.

Foram analisados, analiticamente e numericamente (Figura 2.13), um total de 33 modelos de blocos sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas, os modelos foram agrupados em cinco séries conforme a quantidade de estacas e força aplicada. A fim de se estudar a formação dos campos de tensões, foram adotados modelos variando-se o diâmetro das estacas (30 cm, 35 cm e 40 cm) e as dimensões de pilares para blocos com a mesma geometria e carregamento. Para blocos sobre uma e cinco estacas alteraram-se também as alturas dos modelos.

Figura 2.13 Malha de elementos finitos, Munhoz (2004).

Os modelos teóricos foram submetidos a uma análise elástica linear via Método dos Elementos Finitos. Em quase todos os modelos foi possível aproveitar a simetria para a modelagem, apenas para os modelos de blocos sobre três estacas não foi possível. Os pilares e estacas foram modelados com comprimentos iguais a altura do bloco, procedimento este, normalmente adotado em ensaios experimentais, de acordo com a autora. A ação foi aplicada como pressão na área referente ao pilar. Como condições de contorno restringiram-se todos os nós na face das estacas no plano xz, nas duas direções e na direção normal a este plano, ou seja, restringiram-se as três direções. A intenção de impedir a rotação dos modelos deve-se ao fato de querer estudar o comportamento do bloco, mantendo condições coerentes a de um ensaio experimental.

Munhoz (2004) constatou que os métodos analíticos utilizados para o dimensionamento dos modelos de blocos sobre duas, três, quatro e cinco estacas conduziram a diferentes resultados de área de armadura, fornecendo valores com diferenças que chegaram até 30% para modelos de blocos sobre duas estacas. Para os blocos sobre duas, três e quatro estacas o método da EHE (2001) apresentou as maiores áreas de armadura, e o Método do CEB (1970) as menores, ou seja, as diferenças foram maiores entre esses dois métodos. Entre os Métodos de Blévo (1967) e CEB (1970) também ocorreram diferenças grandes, nos modelos de blocos sobre duas estacas chegaram a mais de 30%, para um dos modelos de blocos sobre três estacas houve uma diferença um pouco maior (armadura pelo CEB foi 36% maior que Blévo), isso ocorreu por causa do posicionamento do pilar e das diferentes considerações dos dois métodos. Para os modelos de blocos sobre cinco estacas, de modo geral, o método que apresentou maiores áreas de armadura foi o de Blévo e as maiores diferenças ocorreram entre Blévo (1967) e EHE (2001), essa diferença foi da ordem de 15%.

Foram feitas verificações das tensões de compressão nas regiões nodais conforme o modelo de Blévo, constatando-se que não ocorreram problemas, pois as tensões calculadas tiveram valores menores que os valores limites.

Nas análises numéricas, uma importante constatação feita por Munhoz (2004) refere-se à formação das bielas de compressão para blocos sobre duas estacas. Os campos de tensão de compressão na região nodal superior, obtidos com a análise numérica, se formaram além da seção do pilar, como pode ser observado na Figura 2.14 (a). Conforme o Modelo de Blévo (1967) a biela se forma partindo da seção de contato do pilar com o bloco, e não foi isso que ocorreu. Por meio de uma aproximação gráfica pode-se notar melhor, as diferenças que ocorreram entre o modelo numérico e o analítico, conforme Figura 2.14 (b).

Figura 2.14 (a) Formação das bielas de compressão, (b) Bielas de compressão, modelo numérico e modelo de Blévo; Munhoz (2004)

Na Figura 2.14 (b) as linhas contínuas em vermelho mostram a formação das bielas proposta pelo modelo de Blévo. As linhas tracejadas em azul mostram uma idealização dos campos de compressão obtidos por análise numérica. Observa-se que o ângulo das bielas formado pelas linhas azuis tracejadas (modelo numérico) seria bem maior que o formado pelas linhas vermelhas contínuas. Além disso, conforme o modelo numérico a região nodal logo abaixo do pilar tem uma altura bem maior. É lógico que essas conclusões

baseadas em análises gráficas são bem aproximadas, mas, mesmo assim são válidas.

Outra constatação feita por Munhoz (2004) relaciona os campos de tensão de compressão e tração com o diâmetro das estacas. Observou-se que a tensão de compressão ao longo da biela diminuiu conforme se aumentou o diâmetro da estacas, e que as tensões máximas de tração aumentaram conforme se diminuiu os diâmetros das estacas.

Com os modelos obtidos, Munhoz (2004) sugeriu um modelo mais refinado do que os modelos analíticos existentes, mas não generalizando, já que, o modelo adotado é função da geometria e das ações atuantes em seu contorno; estruturas com mesmas ações e geometrias diferentes são modeladas de maneira diferente. Portanto, nos modelos sugeridos não se definiu, por exemplo, espessura das bielas já que isso dependeria da seção de estacas e pilares adotados.

Figura 2.15 Trajetórias de tensões elástico-lineares e Modelo refinado de Bielas e Tirantes para blocos sobre duas estacas, Munhoz (2004)

Fazendo uma análise conjunta dos campos de tensão e das trajetórias de tensões obtidas, Munhoz (2004) concluiu que o modelo sugerido por Adebar et al. (1990), mostrado no Capítulo 2.4, seria bem coerente com os modelos

estudados, portanto foram utilizados esses modelos para obter a treliça mostrada na Figura 2.15. O modelo refinado sugerido pelo autor sugere um tirante onde os campos de tensão de compressão se expandem e são produzidas tensões de tração.

Analizando as trajetórias de tensão de tração dos modelos de blocos sobre três e quatro estacas, sugeriu que a disposição mais adequada para as armaduras dos tirantes inferiores seria segundo os lados dos blocos (unindo as estacas), sendo interessante a adoção de uma armadura de distribuição em conjunto.

As principais conclusões obtidas por Munhoz (2004) são:

Blocos sobre uma estaca:

- Teoria de blocos parcialmente carregados pode não fornecer bons resultados;
- Mudança dos campos de tensão devido à variação da altura.

Blocos sobre duas, três e quatro estacas:

- Muito importante a verificação do tirante diagonal, analisando a resistência a tração do concreto;
- Deve-se alterar a geometria da treliça conforme a seção do pilar e a seção da estaca.

2.7 Delalibera (2006)

Delalibera (2006) estudou, por meio de análise numérica e experimental, o comportamento de blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica com o objetivo de analisar a formação das bielas de compressão, analisar a contribuição dos ganchos da armadura principal e propor um modelo refinado de bielas e tirantes.

Foram analisados experimentalmente quatorze blocos sobre duas estacas com variações nos arranjos das armaduras, no ângulo de inclinação das bielas de compressão (altura do bloco), nas seções transversais dos pilares e na posição da aplicação da força de compressão. No dimensionamento dos modelos foram utilizadas as recomendações sugeridas por Blévtot (1967) e pela NBR 6118:2003.

Nos ensaios experimentais, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. A primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar. Demais fissuras surgiram ao longo do carregamento com inclinação similar à primeira fissura. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas, o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou o processo de ruptura do concreto do bloco junto ao pilar. Verificou-se que, em função das tensões de tração existentes na direção perpendicular as bielas de compressão (fendilhamento), ocorreu diminuição no valor da força última nos modelos onde não existiam armaduras complementares. Constatou-se, que nos modelos projetados com armadura complementar, houve aumento da capacidade portante.

Todos os modelos apresentaram ruína caracterizada por ruptura do concreto e cisalhamento, ou seja, após a ruptura do concreto junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formou-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco provocado pela ação de força cortante.

Os modelos que foram construídos com pilares com seção transversal retangular suportaram mais força que os modelos construídos com pilares com seção transversal quadrada, em função, do aumento da área da biela de compressão junto ao pilar.

As deformações de todas as barras de aço foram menores que a deformação de escoamento do aço (ϵ_y). As forças de tração nos tirantes, obtidas por meio de suas deformações, também foram menores que as propostas pelo modelo de Blévtot e Freymy (1967).

Delalibera (2006) concluiu que, em média, as primeiras fissuras surgiram para uma força correspondente a 20% da força última suportada por cada modelo.

Por meio dos resultados obtidos nos ensaios, pôde-se concluir que os valores das forças de projeto apresentadas por Blévy e Fremy (1967) são extremamente conservativos, pois a relação F_d/F_u em média foi de 0,42, apresentando coeficiente de segurança igual a 2,38. Se, o Estado Limite de Abertura das Fissuras for considerado atingido para os valores de F_d , os blocos apresentariam fissuras a partir de 49% de F_d , ou seja, apenas 20% da força última.

Em função dos resultados obtidos por meio das deformações nas faces dos blocos e das fissuras observadas após a ruína dos modelos, Delalibera (2006) identificou, mesmo que de maneira aproximada, a forma geométrica do fluxo de tensões de compressão. Figura 2.16.

Figura 2.16 Fluxo de tensões de compressão, modelo B35P25E25e0, Delalibera (2006).

Para as seções dos blocos localizadas sobre as seções das estacas mais próximas das extremidades dos blocos, as intensidades das deformações são pequenas se comparadas com as intensidades das tensões das seções dos blocos situados sobre as seções das estacas mais afastadas das extremidades dos blocos. Portanto, Delalibera (2006) admite que apenas parte da estaca é solicitada de maneira mais intensa, fazendo o modelo mais

próximo do real, do que o modelo que considera que toda a estaca esteja solicitada pela mesma forma de compressão da biela.

Com relação à zona nodal superior, há grande concentração de tensões logo abaixo do pilar. Em função disto, a consideração que metade da área da seção transversal do pilar é solicitada pela metade da força aplicada no topo do pilar é correta.

Delalibera (2006) deixa claro que o modelo proposto apresenta aproximações, como todo o modelo de bielas e tirantes, porém, acredita que em função das observações experimentais e dos resultados obtidos, este modelo apresenta maiores condições de segurança quanto à verificação da tensão limite de compressão da zona nodal inferior.

Os resultados oriundos da análise numérica tiveram a mesma tendência dos resultados experimentais. Nos modelos numéricos apenas foram impedidas as translações na direção vertical.

Por meio do fluxo das tensões principais de compressão, Figura 2.17 e Figura 2.18, observa-se que existem maiores concentrações de tensões nas zonas nodais inferior (junto à estaca na seção mais afastada da borda do bloco) e superior. Observou-se também, que não ocorreram expansões do fluxo das tensões de compressão ao longo da altura do bloco, apresentando o mesmo comportamento dos resultados experimentais.

Figura 2.17 Tensões principais de compressão e tração, modelo B35P25E25e0, Delalibera (2006).

Figura 2.18 Fluxo das tensões principais de compressão e tração, modelo B35P25E25e0, Delalibera (2006).

Apesar dos modelos numéricos apresentarem bons resultados principalmente com relação às forças últimas, todos os modelos se apresentaram mais rígidos que os valores experimentais. Possivelmente esse fenômeno ocorreu por três motivos: acomodação dos protótipos no início dos ensaios; a suposição de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto do entorno; e, por fim, a ligação perfeita entre as estacas e o bloco.

Em função dos resultados experimentais e numéricos, Delalibera (2006) desenvolveu um modelo de dimensionamento de blocos sobre duas estacas baseado na analogia de Bielas e Tirantes.

Como apenas parte da estaca foi solicitada de maneira mais intensa, em função disto Delalibera (2006) admitiu, a favor da segurança, que a zona nodal inferior seja composta por apenas metade da área da estaca. Além disto, uma armadura para absorver as tensões perpendiculares à direção da biela (armadura de fendilhamento) foi sugerida.

O modelo, mostrado na Figura 2.19, foi idealizado em função da distribuição do fluxo das tensões principais de compressão.

Figura 2.19 Modelo de Bielas e Tirantes para força centrada proposto por Delalibera (2006).

Admitiu-se que as bielas de compressão estejam delimitadas pelas linhas (na cor vermelha) que unem as regiões nodais inferior e superior. As linhas tracejadas representam as bielas enquanto que as linhas contínuas representam os tirantes. Observa-se que os tirantes utilizados para absorver as tensões de tração existentes na direção perpendicular às bielas foram idealizados na metade da altura útil do bloco.

Delalibera (2006) apresentou o dimensionamento de dois blocos sobre duas estacas e comparou os resultados do modelo proposto com os resultados dos blocos dimensionados com os critérios estabelecidos por Blévy e Frémy (1967). Verificou-se que o modelo de Blévy e Frémy (1967) é conservativo com relação às áreas de armadura do tirante e contra a segurança com relação à verificação da tensão na zona nodal inferior. Analisando o modelo de Blévy e Frémy (1967), verifica-se que a tensão na zona nodal inferior é cerca de duas vezes menor que a tensão no mesmo local do modelo proposto.

CAPÍTULO 3

MODELOS DE BIELAS E TIRANTES

3.1 Considerações iniciais

A utilização de modelos de treliça associados aos modelos de vigas de concreto armado para o dimensionamento das armaduras remonta ao início do século XX, quando Ritter e Mörsch introduziram a analogia de treliça. Após várias décadas de estudos foram sugeridas modificações e aperfeiçoamentos ao modelo original, porém, a hipótese básica continua válida. Os resultados das pesquisas sugeriram a utilização de uma treliça, *Treliça de Mörsch generalizada*, cuja inclinação das diagonais comprimidas (bielas) com a horizontal passou a ser adotada de maneira compatível com os modelos sugeridos após análise experimental, enquanto no modelo original essa inclinação era constante e com valor igual a 45° .

O método é conhecido também com o nome Escoras e Tirantes.

No modelo de bielas e tirantes os elementos comprimidos, ou bielas, representam campos de tensão de compressão no concreto e os elementos tracionados, ou tirantes, representam campos de tensão de tração que são usualmente absorvidos pelas barras de armadura, mas que podem ser absorvidas pelo concreto.

Na concepção de um projeto estrutural em concreto armado, é apropriado classificar regiões da estrutura em regiões contínuas e descontínuas. As contínuas, denominadas B, são regiões da estrutura onde são válidas as hipóteses de Bernoulli, ou seja, há uma variação linear na tensão atuante na seção transversal. Nas descontínuas, regiões D, a distribuição de tensões é não-linear, há uma variação complexa de tensão, elas são produzidas por descontinuidades estáticas (forças concentradas e reações)

e geométricas (mudanças abruptas na geometria), como por exemplo, os apoios em dentes, as aberturas em vigas, os nós de pórticos e os consolos.

Tjhin e Kuchma (2002) apud Silva e Giongo (2000) citam que a maior parte dos problemas em estruturas de concreto armado ocorre em regiões D. Isso acontece, pois, ainda hoje, os tipos mais familiares de regiões D são projetados utilizando-se recomendações práticas ou baseando-se na experiência do projetista. Para maior parte de outros tipos de regiões D, as normas fornecem pequenas orientações para projetos.

O método de Blévo (1967) utilizado como rotina para cálculo de blocos sobre estacas, apesar de ser chamado de Método das Bielas, é um pouco diverso do modelo de biela e tirante. Isso porque o método de Blévo, não define as regiões nodais e as tensões que nelas devem ser verificadas, ou seja, faz uma verificação apenas da tensão de compressão nas bielas, e não nas regiões nodais, que são regiões de introdução de carga, como sugere o modelo de bielas e tirantes. Além disso, não define dimensão de bielas e tirantes, portanto, está mais próximo de um modelo de treliça, ao invés de um modelo de biela e tirante.

3.2 Fundamentos do modelo

Os modelos de bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto armado. As bielas são idealizações dos campos de tensão de compressão no concreto e os tirantes, campos de tensão de tração que podem ser absorvidos por uma ou várias camadas de armadura; eventualmente, as tensões de tração podem ser absorvidas pelo concreto desde que respeitadas as condições de segurança. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas, ligando-as por meio de nós.

Viga-parede submetida a forças assimétricas

Viga-parede contínua

Viga-parede com abertura

Viga com apoio em dente

Figura 3.1 Exemplos de aplicações de modelos de bielas e tirantes;
Silva e Giongo (2000)

Os nós são análogos às articulações de uma treliça, são regiões onde são transferidas forças entre bielas e tirantes. Como resultado, estas regiões estão sujeitas a um estado de tensão multidirecional. São classificados pelos tipos de forças que recebem.

3.3 Rotina de projeto

Para o projeto de elementos estruturais por meio de modelos, podem-se seguir as seguintes etapas:

- divisão da estrutura em regiões B e D;
- isolamento da região D;
- determinação dos esforços solicitantes no contorno da região D;
- aplicação do processo do caminho de carga;

- dimensionamento dos tirantes;
- verificação das tensões nas bielas e nas regiões nodais;
- definição do arranjo das armaduras.

3.3.1 Definição geométrica do modelo

Para definir um modelo de biela e tirante é preciso analisar o tipo de ação atuante, os ângulos entre bielas e tirantes, local de aplicação das forças, número de camadas de armadura, entre outros aspectos.

Os ângulos entre as bielas e os tirantes são determinados por meio da distribuição de tensões elásticas produzida pelas ações atuantes. As dimensões das bielas e regiões nodais dependem da área de aplicação das ações e reações, do número de camadas e do cobrimento da armadura.

Conhecido o modelo adequado para determinada região da estrutura, as forças nas bielas e tirantes são calculadas por meio do equilíbrio das forças internas e externas. O dimensionamento dos tirantes e a verificação das bielas e nós são feitos de modo a absorver as forças atuantes.

3.3.2 Regiões B e D

As regiões D, onde a distribuição de tensões é não-linear, podem ser produzidas por descontinuidades estáticas e/ou geométricas. Descontinuidades estáticas seriam as ações concentradas e as reações de apoio; já as descontinuidades geométricas seriam aberturas em vigas e nós de pórticos.

De acordo com Silva e Giongo (2000), a utilização de modelos de bielas e tirantes permite um tratamento unificado no projeto de regiões B e D, pois o modelo de treliça nada mais é do que um caso particular do modelo de bielas e tirantes.

A subdivisão da estrutura pode ser feita considerando as trajetórias de tensão nas proximidades das regiões descontínuas. Baseado no princípio de Saint Venant, a extensão de uma região D tem aproximadamente a mesma dimensão da altura das regiões B adjacentes, contada a partir da

descontinuidade (geométrica ou estática). Exemplos de regiões B e D são ilustrados na Figura 3.2.

Figura 3.2 Exemplos de regiões D; Schafer e Schlaich (1988) apud. Silva e Giongo (2000)

3.3.3 Análise estrutural

A partir da análise estrutural e do projeto das regiões B adjacentes obtêm-se os esforços solicitantes no contorno das regiões D, que são utilizados no projeto das mesmas.

O modelo adotado para a estrutura é então função da geometria e das ações atuantes em seu contorno. Estruturas de mesma geometria e ações diferentes em geral serão modeladas de maneiras diferentes; por isso, não é adequado a utilização apenas dos parâmetros geométricos para a modelagem das estruturas. Como exemplo, podemos citar que para a classificação de consolos e vigas-paredes a utilização das relações l/h não são suficientes.

Estruturas como o bloco sobre estacas, que são tridimensionais, podem ser divididas em planos individuais que serão analisados separadamente. Mesmo que, em geral, apenas modelos bidimensionais sejam considerados, a interação de modelos em planos diferentes deve ser levada em conta por meio de condições de contorno apropriadas.

3.3.4 *Processo do caminho de carga*

Assegurando que o equilíbrio externo da região esteja sendo atendido com a determinação de todos os esforços atuantes no contorno, é possível desenvolver o modelo de biela e tirante por meio do fluxo de tensões dentro da estrutura pelo processo do caminho de carga. O caminho das cargas no interior da estrutura ocorre por meio de campos de tensões de tração e compressão que serão representados no modelo por bielas e tirantes.

Para regiões com ação uniformemente distribuída no contorno, esta deve ser substituída por forças concentradas equivalentes, de tal modo que as ações de um lado da estrutura, depois de percorrerem um determinado caminho de carga, encontre do outro lado ações que as equilibrem. Esses caminhos de carga devem ser alinhados e não podem se interceptar. Além disso, duas ações opostas devem ser interligadas por caminhos de carga os mais curtos possíveis. As curvaturas existentes nesses caminhos de carga introduzem concentrações de tensões perpendiculares, podendo ser de tração ou compressão. Em situações em que diferentes modelos de bielas e tirantes são exequíveis, aquele que possui o caminho de carga mais curto será o mais adequado.

Depois que todos os caminhos de carga entre as ações externas são definidos e desenhados, deve-se substituí-los por linhas que são divididas em bielas e tirantes, sendo as bielas representadas por linhas pontilhadas e os tirantes representados por linhas contínuas. A Figura 3.3 apresenta um exemplo simples de aplicação do processo do caminho de carga.

Figura 3.3 Exemplo de aplicação do processo do caminho de carga em uma viga-parede: a) a estrutura e suas ações no contorno; b) o caminhamento das ações externas; c) as linhas do polígono; d) o modelo; e e) o equilíbrio dos nós; Silva e Giongo (2000).

3.3.5 Otimização do modelo

A obtenção de modelos otimizados é uma tarefa difícil que exige bastante experiência. Segundo Schlaich et al. (1987) apud Silva e Giongo (2000) as ações tentam utilizar o caminho de mínimas forças e deformações, pois como os tirantes das armaduras são muito mais deformáveis que as bielas de concreto, o modelo com tirantes mais curtos é melhor. O caminho das mínimas forças é baseado no Princípio da Energia de Deformação Mínima para comportamento elástico-linear de bielas e tirantes após a fissuração. A

contribuição das bielas pode geralmente ser omitida porque as deformações delas são usualmente muito menores do que aquelas dos tirantes.

3.3.6 Dimensionamento das bielas

As bielas são discretizações de campos de tensão de compressão no concreto. Dependendo da forma como as tensões de compressão se distribuem por meio da estrutura, a partir de ações concentradas e reações, têm-se campos de compressão diferentes. Para considerar todos os campos de distribuição de tensões de compressão é possível enumerar três configurações típicas como mostrado na Figura 3.4.

Figura 3.4 Configurações típicas de campos de tensão de compressão; Tjhin e Kuchma (2002) apud. Munhoz (2004).

A Figura 3.4(a) mostra uma distribuição paralela de tensões, que ocorre quando as tensões se distribuem uniformemente, sem perturbação. Este campo é típico de uma região B e não desenvolve tensões de tração transversais.

A distribuição de tensões em linha curvilíneas com afunilamento da seção, Figura 3.4(b), ocorre quando forças concentradas são introduzidas e propagadas por meio de curvaturas acentuadas. A difusão dessas tensões provoca compressão biaxial ou triaxial abaixo da força e tensões de tração transversais consideráveis. Essa tração transversal, combinada com a

compressão longitudinal, pode provocar fissuras longitudinais e iniciar uma ruptura prematura. Como a resistência à tração do concreto é muito pequena, normalmente colocam-se barras de aço nesse campo de tensão na direção transversal.

Na Figura 3.4(c) está esquematizada a distribuição de tensões radial que é um campo de tensão com curvatura desprezível. Esse tipo de distribuição de tensões pode ser encontrado em regiões D, onde forças concentradas são introduzidas e propagadas de maneira suave, de modo que não se desenvolvem tensões de tração transversais.

Silva e Giongo (2000) ressaltam a importância de assinalar que a resistência do concreto nas bielas depende, substancialmente, de seu estado multiaxial de tensões e das perturbações causadas pelas fissuras e armaduras.

Schafer e Schlaich (1988) apud Silva e Giongo (2000) sugerem os seguintes valores para a resistência das bielas:

- $0,85 f_{cd}$ – para um estado uniaxial e sem perturbação;
- $0,68 f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $0,51 f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras inclinadas.

Em outro artigo Schlaich e Schafer (1991) apud Munhoz (2004) propõem que os valores limites de resistência para as bielas de compressão sejam:

- $1,0 f_{cd}$ – para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação;
- $0,8 f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $0,6 f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras inclinadas.

O Código Modelo CEB-FIP (1990) considera que a tensão média nas bielas, para valores de f_{ck} em MPa, é calculada pelas expressões (3.1) e (3.2):

- para zonas não fissuradas:

$$f_{cd1} = 0,85 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (3.1)$$

- para zonas fissuradas:

$$f_{cd2} = 0,60 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (3.2)$$

Em zonas fissuradas a resistência à compressão pode ser reduzida pelo efeito de tração transversal da armadura e pela necessidade de transmitir forças por meio das fissuras.

Os valores são válidos, desde que a deformação de compressão máxima no concreto seja:

$$\epsilon_{cu} = 0,004 - 0,002 \frac{f_{ck}}{100} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (3.3)$$

O Eurocode 2 (1992) adota que a tensão de cálculo de uma biela de concreto em uma região com tensão transversal de compressão ou nenhuma tensão transversal pode ser calculada com a expressão (3.4).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (3.4)$$

Pode ser apropriado supor uma tensão de cálculo maior nas regiões onde existem compressão multiaxial.

Considera também que em regiões de compressão fissuradas a tensão de cálculo de uma biela de concreto deve ser reduzida, como mostra a expressão (3.5).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,60 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (3.5)$$

O valor de v' varia com a norma de cada país, porém o Eurocode 2 (1992) recomenda o seguinte valor:

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3.6)$$

3.3.7 Dimensionamento dos tirantes

Usualmente, as forças nos tirantes devem ser absorvidas pelas barras da armadura, cujo eixo deve coincidir com o eixo do tirante do modelo. A área de armadura necessária é obtida por meio da força no tirante e da resistência de escoamento do aço considerando o Estado Limite Último, como definido na expressão (3.7).

$$A_s = \frac{V_f R_{st}}{f_{yd}} \quad (3.7)$$

Uma especial atenção deve ser dada à ancoragem das barras da armadura e quanto à definição da bitola e número de camadas, pois estes fatores contribuem na definição da geometria, influenciando na resistência do modelo.

Em alguns casos podem surgir tirantes de concreto; isso acontece porque em alguns modelos o equilíbrio só poderá ser obtido se forças de tração forem consideradas em locais onde, por razões práticas, não se pode colocar armadura. Apesar da dificuldade em desenvolver um critério de projeto adequado, a resistência do concreto à tração deve ser utilizada, apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local.

3.3.8 Dimensionamento dos nós

Um nó pode ser definido como um volume de concreto que envolve as interseções das bielas comprimidas com forças de ancoragem e/ou forças de

compressão externa, como ações concentradas e reações de apoio. Nos modelos os nós representam uma mudança brusca na direção das forças, enquanto que em um elemento estrutural real de concreto armado, esse desvio normalmente ocorre em certo comprimento e largura, por isso os nós são uma idealização simplificada da realidade.

Existem dois tipos de nós, os contínuos e os singulares. Os nós contínuos são os que o desvio de forças é feito em comprimento razoáveis, o que os torna nós não críticos, desde que a armadura esteja adequadamente ancorada. Os nós singulares são aqueles em que ocorre um desvio de força localizado, devido à aplicação de forças concentradas; esses nós são críticos e devem-se verificar as suas tensões.

Figura 3.5 Exemplos de nós contínuos (A) e singulares (B); Silva e Giongo (2000).

Segundo o Código Modelo CEB-FIP (1990) normalmente as tensões de compressão nos nós precisam ser verificadas somente onde forças

concentradas são aplicadas à superfície do elemento estrutural. Uma verificação das tensões nos nós dentro da estrutura pode ser necessária no caso de descontinuidades geométricas.

O Código Modelo CEB-FIP (1990) apresenta quatro exemplos típicos de regiões nodais:

- nós somente com forças de compressão;
- nós com ancoragem somente de barras paralelas;
- nós com barras dobradas;
- nós com tirantes em direções ortogonais.

Os nós somente com forças de compressão ocorrem sob forças concentradas, acima de apoios intermediários de vigas contínuas, e em apoios em que cabos protendidos são ancorados. A região do nó pode ser suposta limitada por um polígono não necessariamente em ângulos retos, e as tensões ao longo da superfície do nó podem ser supostas uniformemente distribuídas.

A Figura 3.6 ilustra alguns exemplos de nós somente com forças de compressão.

Figura 3.6 Nós somente com forças de compressão; CM CEB-FIP (1990) apud. Silva e Giongo (2000).

Para essas regiões nodais deve-se verificar a tensão σ_{c1} :

$$\sigma_{c1} = \frac{R_{c1}}{a_1 b} \quad (3.8)$$

O valor da tensão máxima que pode ser aplicada nas bordas deste tipo de regiões nodais é definido pelo Eurocode 2 (1992) como:

$$\sigma_{Rd,max} = 1,0 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (3.9)$$

sendo que v' está definido na expressão (3.6).

Os nós com somente barras paralelas ocorrem quando um tirante encontra duas ou mais bielas, como por exemplo, abaixo de forças concentradas que são aplicadas a consolos e em apoios de extremidade de vigas-parede.

A Figura 3.7 ilustra o nó com ancoragem somente de barras paralelas.

Figura 3.7 Nós com ancoragem somente de barras paralelas; Silva e Giongo (2000).

Schlaich e Schafer (1991) apud Silva e Giongo (2000) indicam algumas expressões para verificação das tensões neste tipo de região nodal:

$$h_{\text{dist}} = n \cdot \phi + 2c + (n - 1) \cdot s \quad (3.10)$$

sendo que:

n – número de camadas;

c – cobrimento;

s – espaçamento vertical entre as barras da armadura.

$$\sigma_{c1} = \frac{R_{c1}}{a_1 b} \quad (3.11)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{c2}}{a_2 b} = \frac{R_{c1}}{a_2 b \sin \theta} \quad (3.12)$$

A largura a_2 é definida por:

$$a_2 = (a_1 + h_{\text{dist}} \cdot \cot \theta) \sin \theta = a_1 \left(1 + \frac{h_{\text{dist}}}{a_1} \cot \theta \right) \sin \theta \quad (3.13)$$

Logo a expressão (3.12) fica:

$$\begin{aligned} \sigma_{c2} &= \frac{R_{c1}}{\sin \theta \cdot a_1 \left(1 + \frac{h_{\text{dist}}}{a_1} \cot \theta \right) \sin \theta \cdot b} \\ \sigma_{c2} &= \frac{\sigma_{c1}}{\left(1 + \frac{h_{\text{dist}}}{a_1} \cot \theta \right) \sin^2 \theta} \end{aligned} \quad (3.14)$$

Para o Código Modelo CEB-FIP (1990), em apoios extremos de viga-parede deve-se obrigatoriamente verificar a tensão σ_{c2} quando:

$$h_{\text{dist}} < a_1 \cdot \cotg\theta \quad (3.15)$$

O valor da tensão máxima que pode ser aplicada nas bordas deste tipo de regiões nodais é definido pelo Eurocode 2 (1992) como:

$$\sigma_{\text{Rd,max}} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{\text{cd}} \quad (3.16)$$

sendo que: v' está definido na expressão (3.6) e $\sigma_{\text{Rd,max}}$ é o maior valor entre $\sigma_{\text{Rd,1}}$ e $\sigma_{\text{Rd,2}}$ (ver Figura 3.8).

Figura 3.8 Nós comprimidos com armadura em uma direção; Eurocode (1992).

Os nós com barras dobradas e os nós com tirantes em direções ortogonais não serão comentados neste trabalho, pois não são de grande importância para a análise de blocos sobre estacas.

Os limites para as tensões médias de compressão nos contornos dos nós sugeridos por Schafer e Schlaich (1988) apud Silva e Giongo (2000) são:

- $0,935 f_{cd}$ – em nós onde só se encontram bielas comprimidas, criando estado de tensão biaxial ou triaxial.
- $0,68 f_{cd}$ – em nós onde a armadura é ancorada

Schlaich e Schafer (1991) apud Munhoz (2004) sugerem valores um pouco diversos para os limites de tensões:

- $1,1 f_{cd}$ – em nós onde só se encontram bielas comprimidas, criando estado de tensão biaxial ou triaxial.
- $0,8 f_{cd}$ – em nós onde a armadura é ancorada.

O Código Modelo CEB-FIP (1990) indica como parâmetros de resistência média das regiões nodais os mesmos que os indicados para bielas de compressão, que podem ser aplicados às regiões nodais em estado multiaxial de tensão. Ficando, portanto, definido como limites para as tensões médias em qualquer superfície ou seção de um nó singular, os seguintes parâmetros:

- f_{cd1} – para nós onde só chegam bielas de compressão;
- f_{cd2} – para nós onde barras tracionadas são ancoradas;

sendo que f_{cd1} e f_{cd2} são os mesmos parâmetros de resistência das bielas, expressões (3.1) e (3.2).

A resistência f_{cd1} também pode ser aplicada a outros nós se o ângulo entre os tirantes e bielas não for inferior a 55° e se a armadura for detalhada com cuidado especial na região do nó; ou seja, disposta em várias camadas com tirantes transversais.

Silva e Giongo (2000) advertem sobre a divergência para valores dos parâmetros de resistência existentes, citando que em uma mesma referência podem surgir dúvidas em relação a que valor adotar para cada caso. Os

autores recomendam que, na dúvida, se usem os critérios do o Código Modelo do CEB-FIP (1990).

3.3.9 Detalhamento das armaduras

Concluídos os passos anteriores definem-se o tipo de ancoragem e os comprimentos das barras das armaduras, fazendo assim, o arranjo das mesmas.

Deve-se dar atenção especial à ancoragem das barras da armadura nas extremidades das regiões nodais. Uma ancoragem adequada contribui na definição da geometria e, conseqüentemente, na resistência das bielas e regiões nodais.

O detalhamento da armadura é importante para limitar a abertura e distribuição de fissuras. A norma canadense CSA-A23.3-94 (1994) apud Silva e Giongo (2000) sugere que os elementos estruturais ou regiões projetadas pelo modelo de bielas e tirantes devem conter uma malha ortogonal de armadura mínima em cada face. A relação entre a área de armadura e a área de concreto não deve ser menor que 0,002 em cada direção e seu espaçamento não deve ser maior que 30 cm.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica de métodos para dimensionamento de blocos sobre estacas.

Os principais métodos estudados foram o Método das Bielas (Blévet, 1967) e o Método do CEB-FIP (1970). São analisados, também, os critérios adotados por Calavera (1991), Montoya (2000) e ACI (1994).

4.2 Método das bielas

O Método das Bielas é o método mais utilizado no dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas. É baseado nos trabalhos experimentais realizados por Blévet e Frémy (1967) e consiste em admitir no interior do bloco uma treliça espacial composta por barras tracionadas e barras comprimidas, ligando-se por meio de nós.

As barras tracionadas da treliça ficam situadas no plano médio das armaduras, que é horizontal e se localiza logo acima do plano de arrasamento das estacas.

As barras comprimidas, chamadas de bielas, são inclinadas e definidas a partir da intersecção do eixo das estacas com o plano médio das armaduras com um ponto definido na região nodal do pilar.

Com um modelo adequado de treliça isostática, as forças nas bielas e tirantes são calculadas por meio do equilíbrio entre forças internas e externas; as forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto, as de tração que atuam nas barras horizontais da treliça, pela armadura.

O método consiste no cálculo da força de tração, que define a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e à estaca.

As tensões limites foram determinadas experimentalmente por Blévo (1967) em ensaios e assumidas iguais junto ao pilar e estaca. É importante observar que a rigor não são iguais, junto ao pilar há o efeito favorável de confinamento do concreto. Portanto, a tensão limite junto à estaca deveria ser considerada inferior; Blévo (1967) só fez essas considerações para blocos com mais de quatro estacas.

O método das bielas é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que se admita que todas as estacas comprimidas estão submetidas à maior força transferida.

O roteiro de dimensionamento, adaptado do Método de Blévo, que geralmente é usado pelos projetistas de concreto armado, é apresentado a seguir.

4.2.1 Blocos sobre duas estacas

Para o projeto de blocos sobre duas estacas considera-se o esquema de forças internas mostrado na Figura 4.1. Sendo que a treliça tem a barra tracionada submetida à força R_{st} e as diagonais comprimidas submetidas à força R_{cb} .

Figura 4.1 Modelo de cálculo para blocos sobre duas estacas.

A rotina de projeto determina a força de tração nos tirantes e verifica a tensão de compressão das bielas.

a) Determinação da força de tração nas barras da armadura

O ângulo de inclinação da biela é definido pela expressão (4.1):

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}}\right) \quad (4.1)$$

e ainda, conforme Figura 4.2, que representa o polígono de forças atuantes no bloco:

Figura 4.2 Polígono de forças.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{st}} \quad (4.2)$$

Igualando-se as expressões (4.1) e (4.2) determina-se a força de tração no tirante:

$$R_{st} = \frac{F_d(2\ell - a_p)}{8d} \quad (4.3)$$

Segundo Blévot (1967) o valor da força R_{st} calculado pela expressão (4.3) deve ser majorado em 15%, pois concluiu que a expressão determinada pelo polígono de forças não era a favor da segurança.

b) Recomendações para a altura útil do bloco

O ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas deve estar entre os limites:

$$45^{\circ} \leq \theta \leq 55^{\circ} \quad (4.4)$$

Bléviot (1967) assegura que utilizando esse intervalo para o ângulo de inclinação das bielas os blocos têm o comportamento adequado para a formulação sugerida. Por exemplo, no caso de se adotar blocos sobre estacas com ângulos de inclinação maiores que 55° não pode mais se assegurar que o modelo tenha comportamento de bloco, tendo que ser adotado outros critérios para a resolução dos mesmos.

Substituindo os valores de θ na expressão (4.4) por seus valores limites, pode-se determinar o intervalo de variação para a altura útil d :

$$0,50 \left(1 - \frac{a_p}{2}\right) \leq d \leq 0,714 \left(1 - \frac{a_p}{2}\right) \quad (4.5)$$

c) Tensão de compressão nas bielas de concreto

Do polígono de forças, da Figura 4.2, pode-se escrever:

$$\text{sen}\theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{cb}} \quad (4.6)$$

e portanto:

$$R_{cb} = \frac{F_d}{2\text{sen}\theta} \quad (4.7)$$

Figura 4.3 Área de verificação das bielas.

As bielas apresentam seções variáveis ao longo da altura do bloco, portanto, é necessário verificar a tensão máxima que está submetida, verificando as seções junto ao pilar e junto à estaca.

Tensão de compressão nas bielas junto ao pilar

A relação entre as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e da biela na base do pilar (A_{bp}) (Figura 4.3) é definida por:

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \sin \theta \quad (4.8)$$

A tensão normal na biela junto ao pilar é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cbp} = \frac{R_{cb}}{A_{bp}} \quad (4.9)$$

Substituindo em (4.9) as expressões (4.7) e (4.8), tem-se:

$$\sigma_{cbp} = \frac{F_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.10)$$

Tensão de compressão nas bielas junto à estaca

A relação entre as áreas da seção transversal da estaca (A_e) e da biela junto à estaca (A_{be}) (Figura 4.3) é definida por:

$$A_{be} = A_e \sin \theta \quad (4.11)$$

A tensão normal na biela junto à estaca é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cbe} = \frac{R_{cb}}{A_{be}} \quad (4.12)$$

Substituindo em (4.12) as expressões (4.7) e (4.11), tem-se:

$$\sigma_{cbe} = \frac{F_d}{2A_e \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.13)$$

d) Verificação das tensões limites

As tensões calculadas nas bielas devem ser inferiores a um valor limite.

FUSCO (1994) sugere para a avaliação da segurança das estruturas, no estado limite último de ruptura do concreto, que no plano da seção transversal possa atuar uma tensão de compressão de cálculo de $0,85 f_{cd}$.

Este coeficiente de modificação $k_{mod} = 0,85$ é igual ao produto de três outros coeficientes:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} = 1,2 \times 0,95 \times 0,75 = 0,85 \quad (4.14)$$

Nessa expressão o valor de $k_{mod,1} = 1,2$ leva em conta o acréscimo de resistência do concreto após 28 dias de idade; o coeficiente $k_{mod,2} = 0,95$ considera a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm x 30 cm em relação à resistência do concreto no elemento estrutural; e o coeficiente $k_{mod,3} = 0,75$ leva em conta o efeito deletério da ação de longa duração (Efeito Rüşch).

Na consideração da tensão limite na biela, leva-se em conta ainda a forma do bloco:

$$\sigma_{cb,lim} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (4.15)$$

O coeficiente α é definido como coeficiente de ajuste entre os resultados numéricos e experimentais. Os valores adotados para α neste trabalho foram os sugeridos por Machado (1985) que considera o coeficiente igual a 1,4 para blocos sobre duas estacas.

e) Área das barras de armadura

A armadura é calculada por meio da força $1,15 \times R_{st}$ considerando o escoamento do aço no estado limite último, ficando definida a expressão:

$$A_s = \frac{1,15 R_{st}}{f_{yd}} \quad (4.16)$$

Sendo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_f} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (4.17)$$

4.2.2 Blocos sobre três estacas

A rotina de projeto para blocos sobre três estacas é praticamente o mesmo que o considerado para duas estacas, mas neste caso, a treliça é formada por três barras comprimidas. Os tirantes são representados pela armadura, que pode ter diferentes arranjos.

O esquema estático considerado é mostrado na Figura 4.4.

Figura 4.4 Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas.

a) Determinação da força de tração nas barras da armadura

Escrevendo as expressões que retratam o equilíbrio do polígono de forças e da tangente do ângulo de inclinação da biela de concreto, têm-se:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{\ell\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \quad (4.18)$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{F_d}{3}}{R_{st}} \quad (4.19)$$

Igualando-se as expressões (4.18) e (4.19) determina-se a força de tração no tirante na posição mediana:

$$R_{st} = \frac{F_d(\ell\sqrt{3} - 0,9a_p)}{9d} \quad (4.20)$$

b) Recomendações para a altura útil do bloco

O ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas deve estar entre os limites:

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad (4.21)$$

Substituindo os valores de θ na expressão (4.21) por seus valores limites, pode-se determinar o intervalo de variação para a altura útil d :

$$0,577(\ell - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(\ell - 0,52a_p) \quad (4.22)$$

c) Tensão de compressão nas bielas de concreto

Do polígono de forças pode-se escrever:

$$\text{sen}\theta = \frac{\frac{F_d}{3}}{R_{cb}} \quad (4.23)$$

E, portanto:

$$R_{cb} = \frac{F_d}{3\text{sen}\theta} \quad (4.24)$$

Tensão de compressão nas bielas junto ao pilar

A relação entre as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e da biela na base do pilar (A_{bp}) é definida por:

$$A_{bp} = \frac{1}{3} A_p \text{sen}\theta \quad (4.25)$$

A tensão normal na biela junto ao pilar, obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cbp} = \frac{R_{cb}}{A_{bp}} \quad (4.26)$$

Substituindo em (4.26) as expressões (4.24) e (4.25), determina-se a mesma expressão de tensão de compressão, calculada anteriormente para blocos sobre duas estacas, como indicado na expressão (4.27).

$$\sigma_{cbp} = \frac{F_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (4.27)$$

Tensão de compressão nas bielas junto à estaca

A relação entre as áreas da seção transversal da estaca (A_e) e da biela junto à estaca (A_{be}) é definida por:

$$A_{be} = A_e \sin \theta \quad (4.28)$$

A tensão normal na biela junto à estaca é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cbe} = \frac{R_{cb}}{A_{be}} \quad (4.29)$$

Substituindo em (4.29) as expressões (4.24) e (4.28), tem-se:

$$\sigma_{cbe} = \frac{F_d}{3A_e \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.30)$$

d) Verificação das tensões limites

As tensões calculadas precisam ser inferiores ao valor limite, definido na expressão (4.15).

O valor do coeficiente α sugerido por Machado (1985) para blocos sobre três estacas é igual a 1,75.

e) Área das barras de armadura

No caso de bloco sobre três estacas pode-se ter diferentes arranjos de armadura, conforme os ensaios de Blévyot (1967).

Armadura segundo as medianas

Este tipo de arranjo apresenta alguns inconvenientes, como por exemplo, a superposição de três feixes de barra no centro do bloco, além de propiciar maior número de fissuras nas faces laterais do bloco, provocadas pela falta de apoio em uma das extremidades das barras, que devem ser solucionadas colocando armadura de suspensão.

Figura 4.5 Armadura segundo as medianas.

A força de tração definida para o dimensionamento de blocos com armaduras segundo as medianas é a mesma definida anteriormente pela expressão:

$$R_{st} = \frac{F_d(\ell\sqrt{3} - 0,9a_p)}{9d} \quad (4.31)$$

As áreas das barras de armadura para este arranjo são calculadas por meio da expressão (4.16).

Armadura segundo os lados

Os blocos com distribuição de barras segundo os lados apresentam menor número de fissuras e menor área de armadura. Quando a força atuante no pilar se distribui espacialmente entre três ou mais estacas as bielas se formam, de preferência, com as menores distâncias entre estacas. Os tirantes devem ser dispostos sobre as estacas nas direções em que a distância entre elas sejam menores. A sugestão dada por vários autores é que essas armaduras sejam concentradas sobre as estacas e não distribuídas de modo uniforme pela largura do bloco.

Figura 4.6 Armadura segundo os lados.

A força de tração para o cálculo das barras de armadura disposta segundo os lados do bloco é definida por:

$$R_{st1} = R_{st} \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (4.32)$$

A armadura é calculada por meio da mesma expressão definida anteriormente, mas agora a força considerada é R_{st1} .

$$A_s = \frac{1,15 R_{st}}{f_{yd}} \quad (4.33)$$

Armadura em malha

Os blocos com este tipo de arranjo de armadura são os que apresentam menor eficiência, segundo os ensaios de Blévoit (1967). Além disso, há comprimentos de barras da armadura com dimensões diferentes, o que pode ser antieconômico e dificultar a execução.

Figura 4.7 Armadura em malha.

A força de tração calculada para a direção y é dada pela expressão (4.31). Na direção x deve ser usada a expressão:

$$R_{stx} = R_{st} \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (4.34)$$

4.2.3 Blocos sobre quatro estacas

O funcionamento estrutural dos blocos sobre quatro estacas é mostrado na Figura 4.8. A força atuante no pilar é transmitida às estacas por quatro bielas diagonais comprimidas, cujo equilíbrio é garantido pela armadura que pode ter várias formas de distribuição.

Figura 4.8 Modelo de cálculo para blocos sobre quatro estacas.

Analisando o triângulo retângulo formado pela intersecção do eixo da estaca com o eixo das barras, este com o eixo do pilar e o segmento que une o centro do pilar com o centro da estaca, pode-se escrever:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{\ell\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}} \quad (4.35)$$

A expressão para cálculo da força no tirante determinada considerando o equilíbrio do polígono de forças é dada por:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{F_d}{4}}{R_{st}} \quad (4.36)$$

Igualando-se as expressões (4.35) e (4.36), a força R_{st} fica definida por:

$$R_{st} = \frac{F_d\sqrt{2}(2\ell - a_p)}{16d} \quad (4.37)$$

A recomendação dos intervalos de altura útil para os ângulos entre 45° e 55° fica expressa por:

$$0,707\left(\ell - \frac{a_p}{2}\right) \leq d \leq 1,00\left(\ell - \frac{a_p}{2}\right) \quad (4.38)$$

A tensão de compressão nas bielas junto ao pilar é definida pela expressão (4.10), e a tensão junto à estaca fica definida por:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{4A_e\sin^2\theta} \quad (4.39)$$

Para verificação das tensões deve-se utilizar o valor limite definido na expressão (4.15). O valor do coeficiente α sugerido por Machado (1985) para blocos sobre quatro estacas é igual a 2,10.

Os diferentes arranjos de armaduras são apresentados na Figura 4.9.

Figura 4.9 Arranjos de armadura para blocos sobre quatro estacas.

Os blocos com armadura segundo as diagonais e segundo os lados podem apresentar fissuração lateral. A disposição de armadura em malha apresenta bom desempenho com relação à fissuração, mas menor eficiência com relação à força de ruína do bloco. O ideal seria usar em conjunto as configurações segundo os lados e em malha.

As aberturas de fissuras podem ser reduzidas dispondo-se de armaduras em forma de estribos verticais e horizontais, chamadas de armaduras secundárias.

A força R_{st} para blocos com armadura segundo as diagonais é definida pela expressão (4.37), para blocos com armaduras segundo os lados, essa força é definida pela expressão:

$$R_{st} = \frac{F_d(2\ell - a_p)}{16d} \quad (4.40)$$

Para blocos com armadura em malha, a força R_{st} é definida pela seguinte expressão:

$$R_{st} = \frac{F_d(2\ell - a_p)}{8d} \quad (4.41)$$

4.2.4 Blocos sobre cinco estacas

Os blocos sobre cinco estacas podem ter dois tipos de disposição das estacas, estacas dispostas segundo os vértices de um pentágono ou estacas dispostas nos vértices e no centro de um quadrado.

Neste item serão tratados os blocos sobre cinco estacas distribuídas segundo um quadrado e uma estaca no seu centro geométrico, conforme Figura 4.10. Os blocos sobre cinco estacas com este tipo de disposição são mais utilizados, em virtude da maior facilidade de execução.

Figura 4.10 Modelo de cálculo para blocos sobre cinco estacas.

Para o projeto deste tipo de bloco, Blévoat recomenda que se utilizem as mesmas expressões sugeridas para blocos sobre quatro estacas, a treliça é montada considerando a reação em cada estaca igual a 1/5 da força aplicada no pilar. As expressões são obtidas substituindo-se a força F por $4/5F$.

O valor do ângulo de inclinação das bielas também deve ficar entre os limites de 45° e 55° e os valores limites para altura útil podem ser definidos com a mesma expressão utilizada para blocos sobre quatro estacas (expressão 3.38).

A tensão de compressão na região nodal próxima ao pilar pode ser calculada por meio da expressão (4.10), e junto à estaca fica definida por:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{5A_e \sin^2 \theta} \quad (4.42)$$

Para verificação das tensões de compressão nas bielas, nos casos anteriores (blocos sobre duas, três e quatro estacas) considerou-se o valor limite sendo o mesmo, tanto na região nodal próxima ao pilar, como próxima à estaca. Como dito anteriormente isso é uma aproximação, pois na região próxima as estacas as tensões são menores do que próxima ao pilar. Para blocos sobre cinco estacas Blévoat (1967) considerou esta diferença e adotou valores distintos para o coeficiente α . Os valores sugeridos por Machado (1980) para blocos sobre cinco estacas são:

$\alpha = 2,6$ para o cálculo da tensão limite junto ao pilar, e,

$\alpha = 2,1$ para o cálculo da tensão limite junto à estaca.

Para a obtenção das tensões limites devem-se substituir os valores de α na expressão (4.15).

Os diferentes arranjos de armaduras são apresentados na Figura 4.11.

Armadura

segundo as diagonais

Armadura

segundo os lados

Armadura

em malha

Figura 4.11 Arranjos de armadura para blocos sobre cinco estacas.

A força R_{st} para blocos com armadura segundo as diagonais é definida pela expressão (4.43), para blocos com armaduras segundo os lados, essa força é definida pela expressão (4.44):

$$R_{st} = \frac{F_d \sqrt{2} (2\ell - a_p)}{20d} \quad (4.43)$$

$$R_{st} = \frac{F_d (2\ell - a_p)}{20d} \quad (4.44)$$

Para blocos com armadura em malha, a força R_{st} é definida pela seguinte expressão:

$$R_{st} = \frac{F_d (2\ell - a_p)}{10d} \quad (4.45)$$

4.3 Processo do CEB-FIP – Boletim 73 (1970)

O projeto de blocos sobre estacas considerando o Processo do CEB-FIP (1970) indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com os esforços solicitantes determinados em seções transversais particulares.

A rotina de projeto somente é aplicada a blocos considerados rígidos, ou seja, que tem a altura do bloco entre dois terços e duas vezes a distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada, conforme a Figura 4.12 e a equação (4.46). Caso essa recomendação não seja atendida as recomendações do método não são aplicáveis.

$$\frac{2}{3} \ell_c \leq h \leq 2 \ell_c \quad (4.46)$$

Figura 4.12 Dimensões para definição de bloco rígido.

A altura do bloco pode ser variável, decrescendo linearmente da face do pilar até a extremidade livre do bloco, desde que as condições de resistência à força cortante sejam verificadas em todas as seções e que os cobrimentos sejam suficientes nas zonas de ancoragem.

O procedimento de projeto de blocos sobre estacas por meio deste método deve seguir a rotina de cálculo descrita a seguir.

4.3.1 Dimensionamento da armadura inferior

Para o dimensionamento da armadura principal do bloco o método sugere uma verificação à flexão considerando uma seção de referência interna plana normal à superfície do bloco. Esta seção definida como S1 está situada entre as faces do pilar a uma distância de $0,15a_p$, sendo que a_p é a medida do lado do pilar no sentido perpendicular à seção considerada.

Essa recomendação é pelo fato de que, no caso de pilares com seção alongada, o valor do momento fletor pode crescer sensivelmente além da seção situada na face do pilar, esta é a justificativa para que se verifique a seção S1 na posição $0,15a_p$ (Figura 4.13).

Figura 4.13 Seção S1.

A altura útil da seção S1 é tomada igual à altura útil da seção paralela a S1 e situada na face do pilar, salvo se esta altura exceder 1,5 vez a aba l_c do bloco, medida perpendicularmente a S1, limitando-se, portanto a altura útil a $1,5l_c$:

$$d_1 = d \leq 1,5\ell_c \quad (4.47)$$

No caso de blocos sobre muitas estacas, a aba ℓ_c é avaliada a partir do eixo da estaca mais afastada da face do pilar.

O cálculo da área da seção transversal da armadura inferior do bloco é feito por meio da consideração do momento fletor relativo à seção de referência S1. Este momento é calculado levando-se em conta a totalidade da reação das estacas agindo na parte do bloco limitada por essa seção, ou seja, o produto da reação das estacas e a distância dessa à seção de referência. As reações computadas para o cálculo são das estacas localizadas entre a seção S1 e a face lateral do bloco, paralela a essa seção, e que não atravessa o centro do pilar.

Em casos, como em blocos sobre duas estacas, em que a armadura é predominante em uma das direções, a armadura na outra direção deve ser considerada com área igual a 20% da área da armadura principal.

4.3.2 Disposição da armadura inferior

a) Caso geral

A armadura inferior requerida para resistir à força de tração necessária para equilibrar o momento fletor pode ser, em parte, constituída por barras distribuídas em faixas sobre as estacas.

Em todos os casos as armaduras devem ser dispostas de maneira que sejam satisfeitas as condições de ancoragem além das estacas periféricas. Pode-se considerar que isto se dá quando a armadura inferior que atravessa a superfície cilíndrica axial sobre a estaca pode equilibrar uma força igual a 0,8 vez a reação da estaca, nesta avaliação, só as barras totalmente ancoradas além do plano axial da estaca que é perpendicular a elas podem ser consideradas.

b) Blocos sobre duas estacas

A armadura principal deve ser prolongada, sem redução de seção transversal ao longo de todo o comprimento do bloco. Ela deve ser ainda ancorada além do plano vertical do eixo das estacas para uma força de tração igual a 0,8 da força máxima para a qual ela foi calculada. A armadura inferior pode ser disposta em várias camadas e a qualidade da ancoragem pode ser melhorada enlaçando a armadura horizontal além das estacas.

4.3.3 Condição de aderência das barras da armadura principal

É uma condição que deve ser verificada para não haver escorregamento da armadura, com a força cortante de cálculo relativa à seção de referência S1, por unidade de largura, que não deve ultrapassar o valor limite dado pela expressão que segue.

$$V_{d1} \leq 0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd} \quad (4.48)$$

sendo que:

n: número de barras por unidade de largura;

ϕ : diâmetro da barra de aço;

d: altura útil na seção S1;

f_{bd} : resistência de aderência de cálculo na ancoragem de armaduras passivas, definida pela expressão, conforme NBR 6118:2003:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (4.49)$$

em que:

$$\begin{cases} \eta_1 = 1,0 \text{ para barras lisas (CA-25);} \\ \eta_1 = 1,4 \text{ para barras entalhadas (CA-60);} \\ \eta_1 = 2,25 \text{ para barras nervuradas (CA-50);} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \eta_2 = 1,0 \text{ para situações de boa aderência,} \\ \eta_2 = 0,7 \text{ para situações de má aderência;} \\ \eta_3 = 1,0 \text{ para } \phi < 32 \text{ mm;} \\ \eta_3 = \frac{132-\phi}{100} \text{ para } \phi \geq 32\text{mm} \end{cases}$$

sendo que ϕ é o diâmetro da barra.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}, \quad f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad \text{e} \quad f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.50)$$

É importante observar que os critérios utilizados são os indicados no Boletim 73 do CEB-FIP (1970), mas decidiu-se atualizar algumas verificações, como neste caso, utilizando a norma brasileira NBR 6118:2003.

4.3.4 Resistência à força cortante

Figura 4.14 Seção S2

Para verificações da resistência à força cortante, define-se uma seção de referência S2 distante da face do pilar de um comprimento igual à metade da altura útil do bloco, Figura 4.14, e, no caso de blocos sobre estacas vizinhas ao pilar, em que algumas estacas ficam situadas a uma distância da face do

pilar inferior a metade da altura útil do bloco, a seção é considerada na própria face do pilar. A força de referência V_d é igual a componente normal à superfície de apoio da resultante das forças aplicadas sobre uma ou outra das partes do bloco limitadas pela seção de referência S2.

Define-se a largura da seção de referência S2 como a soma da dimensão do pilar medida segundo a horizontal e altura útil do bloco, conforme Figura 4.15:

$$b_2 = b_p + d \quad (4.51)$$

Figura 4.15 Largura da Seção S2

A altura útil d_2 da seção S2 é igual à altura útil do bloco medida na própria seção. Se essa altura d_2 exceder uma vez e meia a medida da aba ℓ_{c2} do bloco fica limitada a esse valor:

$$d_2 \leq 1,5 \ell_{c2} \quad (4.52)$$

A aba ℓ_{c2} no caso de blocos sobre muitas estacas é medida a partir da seção S2 ao eixo da estaca mais afastada.

A força cortante de referência V_d , avaliada na seção de referência S2, deve ser inferior ou no mínimo igual à força cortante limite dada pela expressão:

$$V_{d,lim} = \frac{0,25}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{\ell_c}{5d}\right) \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (4.53)$$

com f_{ck} em kN/cm^2

Sendo que ℓ_c é a medida da aba do bloco a partir do eixo da estaca mais afastada da seção de referência S2; d é altura útil da seção; d2 a altura útil da seção S2; b2 é a largura da seção de referência S2.

4.3.5 Resistência local à força cortante

Figura 4.16 Seção de referência para verificação da força cortante

A resistência à força cortante deve ser verificada em qualquer seção do bloco onde as condições geométricas da seção e a intensidade ou a localização das reações podem provocar circunstâncias desfavoráveis que

aquelas relativas às seções de referências como, por exemplo, na vizinhança das estacas de canto dos blocos, conforme Figura 4.16.

Neste caso, a força cortante que solicita a seção é igual à reação da estaca de canto.

A seção que deve ser objeto de verificação à força cortante fica situada a uma distância da face da estaca igual à metade da altura útil d_1 do bloco, medida junto à face da estaca. Sua largura b'_2 é igual à altura útil d_1 acrescida da largura da estaca e a altura útil d'_2 é a altura efetiva da seção S_2' .

A reação da estaca deve ser no máximo igual à reação limite definida pela expressão:

$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{\gamma_c} \cdot b'_2 \cdot d'_2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (4.54)$$

com f_{ck} em kN/cm^2

4.4 Critérios adotados por Calavera (1991)

O modelo adotado por Calavera (1991) diverge um pouco quando comparado ao indicado pela Norma Espanhola EHE (2001). A maior diferença é o modelo de cálculo para blocos sobre duas estacas, os blocos com mais de duas estacas divergem com relação a uma diferença na consideração da altura das bielas, ou seja, a distância do ponto onde se forma a biela diagonal ao tirante.

Calavera (1991) sugere as especificações da Norma Espanhola EHE (1991) para o dimensionamento de blocos rígidos. No caso de blocos sobre duas estacas especifica um cálculo à flexão e à força cortante adotando seções de referência semelhantes às especificadas no Boletim 73 do CEB (1970).

A seção de referência para o cálculo do momento fletor em blocos com duas estacas é definida pela seção AA', a uma distância $e=0,15a$ da face do

pilar, sendo a a dimensão do pilar medida na direção ortogonal à seção de referência (ver Figura 4.17). Já para verificação da força cortante, se as estacas estão parcialmente ou totalmente situadas a uma distância menor que $d/2$ da face do pilar, a seção de referência é tomada na face do pilar, caso contrário, toma-se uma seção de referência distante $d/2$ da face do pilar, sendo d a altura útil do bloco. (ver Figura 4.18)

Figura 4.17 Seção de referência para o cálculo de momento fletor, Calavera (1991).

Figura 4.18 Seção de referência para a verificação da força cortante, Calavera (1991).

Ainda para bloco sobre duas estacas especifica que atendendo às condições para blocos rígidos, vista anteriormente, a transmissão de forças se dá por meio de bielas e tirantes. Mesmo assim, a armadura é dimensionada a partir do momento fletor que solicita a seção correspondente e não por meio da força de equilíbrio no tirante.

Em todos os modelos é considerado pilar de seção quadrada, no qual o centro coincide com o centro geométrico da disposição das estacas.

Para blocos flexíveis o autor sugere dimensionamento semelhante às vigas de concreto armado, porém indica que a verificação a força cortante é feita em uma seção de referência distante h da face do pilar. Deve-se ainda fazer a verificação à punção.

No caso de blocos sobre três estacas especifica que a condição $l \leq 2,6h$ deve ser assegurada para que o bloco seja rígido. Deduz-se que para chegar a esse valor ele fez a seguinte consideração: recordando à condição para blocos rígidos:

$$\ell_c \leq 1,5h \quad (4.55)$$

tomando o valor:

$$\ell_c = \frac{l\sqrt{3}}{3} \quad (4.56)$$

Substituindo (4.56) em (4.55), temos:

$$\ell \leq 2,6h \quad (4.57)$$

Observa-se que, para blocos sobre duas estacas a distância l_c era considerada do eixo da estaca à face do pilar, e agora se considerou uma distância do eixo da estaca ao eixo do pilar.

Calavera (1991) adota para o dimensionamento da armadura principal uma treliça semelhante à sugerida por Blévoit (1967), porém a biela de compressão tem início em um ponto A, situado a uma distância de $7/8d$, medida na vertical tomando como referência o eixo do tirante, $0,15a$ a partir da face do pilar, medida na horizontal. Esses detalhes são mostrados na Figura 4.19.

Figura 4.19 Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas sugerido por Calavera (1991).

A força no tirante é calculada considerando o equilíbrio dos momentos e forças internas em relação ao ponto A, deduzindo-se à expressão (4.58).

$$H_d = \frac{8N_d}{21d} \left(\frac{\ell\sqrt{3}}{3} - 0,35a \right) \quad (4.58)$$

Como se distribui as barras da armadura sobre as estacas, paralelas aos lados do bloco a área deve ser calculada com a força T:

$$T_d = \frac{8\sqrt{3}N_d}{63d} \left(\frac{\ell\sqrt{3}}{3} - 0,35a \right) \quad (4.59)$$

A verificação da força cortante é feita em uma seção de referência situada a $d_1/2$ da face da estaca, conforme a Figura 4.20. Essa seção tem largura igual à soma do diâmetro da estaca com a altura d_1 , sendo d_1 a altura útil na seção localizada junto à face da estaca.

Para a verificação da força cortante Calavera sugere a seguinte equação:

$$V_d \leq 1,7(\phi + d_1)d_2f_{cv} \quad (4.60)$$

Sendo:

$$V_d = \frac{N_d}{3}$$

d_2 – a altura útil na seção considerada;

$$f_{cv} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

Figura 4.20 Seção de referência para verificação à força cortante, Calavera (1991).

Figura 4.21 Modelo de cálculo para blocos sobre quatro estacas sugerido por Calavera (1991).

Para blocos sobre quatro estacas a área de armadura do tirante é calculada conforme a configuração apresentada na Figura 4.21. As barras são distribuídas conforme os lados do bloco e calculadas por meio da força H_d , que para este caso é especificada pela expressão (4.61).

$$H_d = \frac{2N_d}{7d} \left(\frac{\ell}{2} - 0,35a \right) \quad (4.61)$$

Para a verificação da força cortante deve-se adotar o mesmo critério usado para blocos sobre três estacas.

4.5 Critérios adotados por Montoya (2000)

Montoya (2000) adota as especificações da Norma Espanhola EHE (2001) que indica que a área de armadura necessária para blocos rígidos sobre

estacas é determinada a partir das forças de tração atuantes nos tirantes do modelo adotado para cada bloco.

A diferença básica entre os critérios adotados por Montoya (2000) e Blévyot (1967) está na adoção da altura da treliça, já que, Montoya adota a altura de $0,85d$ e Blévyot considera a altura d . A altura $z=0,85d$ pode ser entendida como o braço de alavanca, ou seja, a distância entre o centro do banzo comprimido e o tracionado.

Para os casos mais freqüentes de blocos sobre estaca a norma indica as expressões que permitem determinar a área das barras de armadura.

A verificação da resistência do concreto nos nós do modelo, em geral, não é necessária, ou seja, se as estacas são executadas “in loco” e se a resistência característica do concreto destas e do pilar forem iguais a do bloco. Nos outros casos devem-se realizar verificações. Por outro lado, a verificação dos nós está implícita na verificação das bielas.

Para os blocos sobre duas estacas a área de armadura é calculada conforme a expressão (4.62) e o modelo utilizado é mostrado na Figura 4.22.

$$R_{st} = \frac{F_d}{2} \cdot \frac{(\ell_c + 0,25a_p)}{0,85d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.62)$$

Figura 4.22 Modelo de cálculo para blocos sobre duas estacas (EHE, 2001).

No caso de blocos sobre várias estacas a norma define que as barras da armadura principal devem ser distribuídas em faixas sobre as estacas, na região em que o eixo une os centros das estacas. A largura dessa faixa é definida pelo diâmetro da estaca somado a duas vezes a distância da face da estaca ao centro de gravidade da armadura do tirante. Além disso, é definida uma armadura secundária distribuída nos espaços restantes.

Para blocos sobre três estacas é definida a expressão da força R'_{st} para o cálculo da armadura segundo os lados do bloco, conforme a Figura 4.23.

$$R'_{st} = \frac{0,68F_d}{3d} \cdot (0,58\ell - 0,25a_p) = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.63)$$

Figura 4.23 Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas (EHE, 2001).

No caso de blocos sobre quatro estacas a EHE (2001) define a força no tirante para cada direção. A distância da face do pilar ao ponto de aplicação da

força também é considerada de $0,25a_p$ e a altura das bielas inclinadas é igual a $0,85d$.

As expressões (4.64) e (4.65) definem os cálculos das áreas das barras das armaduras dos tirantes:

$$R_{stx} = \frac{F_d}{4} \cdot \frac{(0,50\ell_x - 0,25a_p)}{0,85d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.64)$$

$$R_{sty} = \frac{F_d}{4} \cdot \frac{(0,50\ell_y - 0,25b_p)}{0,85d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.65)$$

4.6 Critérios adotados pelo ACI (1994)

O código americano ACI-318 (1994) admite que os blocos sobre estacas são elementos semelhantes a uma viga apoiada sobre estacas. Os procedimentos para o dimensionamento sugerido são verificações pertinentes a momento fletor e à força cortante em seções críticas. O momento fletor máximo é o que atua na seção transversal do bloco localizada junto à face do pilar. A quantidade de armadura longitudinal é determinada pelos procedimentos usuais às vigas de concreto armado. O código indica como essa armadura deve ser distribuída. Recomenda-se o valor de 30 cm para altura mínima de blocos sobre estacas.

A verificação à força cortante em blocos sobre estacas, segundo o código americano, deve ser feita em uma seção crítica que é medida a partir da face do pilar, com a localização definida conforme o comportamento do bloco; ou seja, quando ocorre comportamento de viga, o bloco é considerado uma viga extensa e a seção crítica é definida por um plano que dista d da face do pilar, sendo d a altura útil do bloco. Quando ocorre comportamento por “dois caminhos” cisalhantes, a ruína se dá em forma de um cone, e, a superfície crítica é definida a partir de $d/2$ do perímetro do pilar.

CAPÍTULO 5

DIRETRIZES PARA PROJETOS DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica de critérios de projeto, desenvolvido um método para a verificação da tensão de compressão na biela junto ao pilar e se faz um exemplo utilizando o método proposto.

São chamados critérios de projeto as recomendações adotadas para o projeto de blocos sobre estacas. Dentre estes critérios são mostrados desde os procedimentos gerais de projeto adotados por projetistas até recomendações de normas e autores consagrados.

Nas considerações do nó superior, Blévot indica que o nó que une as bielas na parte superior está localizado dentro do pilar, ou seja, acima da base do pilar, e que a área a ser considerada na verificação da biela nesta região é função da área da base do pilar. Calavera (1991) considera a biela de compressão iniciando em um ponto A, situado a uma distância de $7/8d$, medida na vertical tomando como referência o eixo do tirante, e na horizontal a $0,15a_p$ da face do pilar (capítulo 4.4). Já Montoya (2000), adota a treliça com uma altura de $0,85d$, como visto no capítulo 4.5. O Eurocode 2 (1992) também adota que a biela não se inicia na base do pilar. Porém para a verificação da biela junto ao pilar é necessário definir o formato da seção a ser analisada, e propõe-se neste trabalho o formato dessa região.

Serão apresentados modelos apenas para casos com forças centradas.

5.2 Critérios de projeto para blocos sobre estacas

5.2.1 Procedimentos gerais de projeto

O primeiro passo no projeto de blocos sobre estacas é a definição do tipo de fundação a ser usado. A fundação profunda é de acordo com a NBR 6122:1996 – Projeto e execução de fundações, “Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.” E sua finalidade é transmitir as ações provenientes do pilar ao solo.

O número de estacas por bloco é definido em função das ações atuantes no pilar como, força vertical, momento, força horizontal, e em função do tipo de fundação profunda e sua carga admissível. Nessa fase de definição de projeto, é preciso fazer outras considerações, como o efeito de grupo de estacas e estacas com forças horizontais.

Determinando-se o número de estacas, faz-se a distribuição em planta em relação ao pilar. É recomendável, sempre que possível, que o centro do estaqueamento coincida com o centro do pilar. A disposição das estacas deve ser feita sempre que possível de modo a obter blocos de menor volume.

Os projetistas, de maneira geral, usam distribuições de estacas associando-os com modelos padronizados de blocos, respeitando os valores mínimos para os espaçamentos entre eixos de estacas e distâncias das faces do bloco aos eixos das estacas mais próximas. Obedecendo a essas recomendações, as dimensões dos blocos são minimizadas, e desde que a altura seja compatível, obtém-se blocos rígidos; entretanto, se o espaçamento entre estacas for aumentado e se a altura não for compatível resultará em blocos flexíveis, ou seja, distâncias maiores entre estacas e alturas pequenas

resultam blocos flexíveis, que têm comportamento semelhante às vigas de concreto armado.

Figura 5.1 Parâmetros utilizados no dimensionamento de blocos sobre estacas;
Miguel (2000)

5.2.2 Classificação de blocos sobre estacas

Os blocos sobre estacas podem ser classificados em dois tipos, rígidos ou flexíveis, definindo o comportamento estrutural do modelo. Essa classificação é feita em função da geometria do bloco, mais especificamente, a relação entre a altura do bloco e a distância do centro da estaca mais afastada até a face do pilar

A NBR 6118:2003 considera o bloco como rígido quando verificada a seguinte expressão:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (5.1)$$

sendo que:

h é a altura do bloco;

a é a distância entre eixos de estacas mais afastadas;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para o caso de blocos rígidos com estacas espaçadas entre $2,5\phi$ a 3ϕ (sendo que ϕ é o diâmetro da estaca), a NBR 6118:2003 admite plana a distribuição de carga nas estacas. O comportamento estrutural do bloco rígido, segundo a NBR 6118:2003, é caracterizado por trabalho à flexão nas duas direções com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas; cargas transmitidas às estacas por meio de bielas de compressão com formas e dimensões complexas; trabalho ao cisalhamento em duas direções, sendo que a ruína se dá pela ruptura à compressão das bielas e não por ruptura à tração diagonal.

O CEB-FIP (1970) considera o bloco como rígido quando a distância do eixo da estaca até a face do pilar for menor que uma vez e meia a sua altura. O boletim 73 do CEB-FIP (1970) não considera em seus critérios blocos com altura superior a duas vezes a distância do eixo da estaca até a face do pilar.

Montoya (1981) indica que um bloco para ser considerado rígido é necessário que a distância do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar seja menor ou igual a 1,5 vez a altura do bloco.

Para os blocos flexíveis, é válida a teoria geral de flexão para lajes e vigas, podendo ser dimensionados segundo os critérios apresentados na NBR 6118:2003. Para os blocos rígidos, não é válida tal teoria, devendo-se adotar outro método de dimensionamento, como por exemplo, o método das bielas.

5.2.3 *Distância entre eixos de estacas*

É necessária a consideração de valores mínimos de espaçamento entre estacas em função do efeito de grupo de estacas. Deve ser minimizado o inchamento da superfície do solo causado pela cravação de estacas pouco espaçadas em material compacto ou incompressível, logo é necessário que haja um espaçamento mínimo entre estacas.

A NBR 6118:2003 define que pode-se admitir uma distribuição plana de carga nas estacas em blocos considerados rígidos, aqueles que tem espaçamento entre eixos das estacas compreendido entre 2,5 vezes a 3 vezes o diâmetro das mesmas.

Alguns autores adotam o espaçamento mínimo entre eixos das estacas da ordem de 2,5 vezes o diâmetro no caso de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes para estacas moldadas “in loco”, para ambos os casos esse valor não deve ser inferior a 60 cm.

Calavera (1991) sugere valores de separação mínima entre eixos das estacas de 2 vezes a 3 vezes o seu diâmetro.

Montoya (1981) indica que deve ser adotado para espaçamento entre eixos das estacas o menor valor entre: 2 vezes o diâmetro da estaca, 75 cm, para blocos quadrados o valor mínimo é de 1,75 vez o diâmetro da estaca.

5.2.4 *Recomendações para altura dos blocos*

Como especificado anteriormente o CEB-FIP (1970) sugere que a altura dos blocos rígidos não deve ser superior a duas vezes a distância entre o eixo da estaca até a face do pilar

Calavera (1991) recomenda alturas menores ou iguais a uma vez e meia o comprimento ℓ_c . Sugere ainda que em qualquer caso a altura do bloco não deva ser inferior a 40 cm nem a uma vez e meia o diâmetro da estaca.

Montoya (1981) indica que a altura total do bloco não deve ser menor do que 40 cm e 1,5 vez o diâmetro da estaca.

5.2.5 Distância do eixo da estaca até a face do pilar

Projetistas e alguns autores sugerem que esta distância seja maior ou igual à metade da altura do bloco e menor ou igual a 1,5 da altura do bloco.

Fusco (1994) indica que a distância máxima do centro de uma estaca ao ponto que dista $0,25a_p$ da face do pilar, sendo a_p a largura do pilar, não deve ser maior que $1,5h$.

Figura 5.2 Determinação dos afastamentos máximos, Fusco (1994).

5.2.6 Distância do eixo da estaca até a face externa do bloco

Calavera (1991) sugere que a distância entre a borda do bloco e o perímetro da estaca não deve ser inferior ao raio da estaca e nem a 25cm. Montoya (1981) faz a mesma sugestão.

Fusco (1994) sugere que a distância entre qualquer ponto do perímetro da estaca até a borda do bloco não deva ser inferior ao diâmetro da estaca.

O Eurodode 2 (1992) apenas recomenda que a distância da face externa da estaca até a face do bloco deve ser tal que as forças no tirante do bloco possam ser corretamente ancoradas.

5.2.7 Ligação da estaca com o bloco

Calavera (1991) sugere que a ponta superior da estaca deve ser embutida no bloco não menos que 10 cm e não mais que 15 cm; e que a distância entre o topo das estacas e o topo do bloco seja maior ou igual a 20 cm.

Montoya (1981) apenas sugere que a estaca deve penetrar no mínimo 10 cm dentro do bloco.

Fusco (1994) define que as estacas devem penetrar de 5 cm a 10 cm no interior do bloco, o que reduz a inclinação das bielas e amplia a área da base de sustentação dessas bielas.

A união entre a estaca e o bloco pode variar dependendo do tipo de estaca e do processo de execução.

5.2.8 Recomendações sobre excentricidades acidentais

Por razões econômicas existe a tendência do uso de estacas de grande diâmetro, o que leva a blocos sobre uma quantidade menor de estacas, como é o caso de blocos sobre uma ou duas estacas.

Calavera (1991) faz uma importante consideração para o caso de compressão centrada em bloco sobre uma ou duas estacas. Em virtude das incertezas na execução desses elementos, é razoável que se adote uma excentricidade acidental mínima, que é levada em conta no projeto do bloco.

Para os valores da excentricidade acidental pode-se adotar:

$e = 5$ cm, em obras com alto controle de execução;

$e = 10$ cm, em obras com controle de execução normal; e,

$e = 15$ cm, em obras com baixo controle de execução.

Figura 5.3 Excentricidade acidental em blocos sobre uma e duas estacas,
Calavera (1991)

5.2.9 Método da superposição para blocos submetidos à força vertical e momento fletor

O método da superposição consiste em calcular a reação em cada estaca somando-se separadamente os efeitos da ação vertical e dos momentos aplicados no bloco. Para ser válido o procedimento, os eixos x e y devem ser os eixos principais de inércia e as estacas devem ser verticais, do mesmo tipo, comprimento e diâmetro. A força resultante (R_i) em uma estaca genérica i com coordenadas (x_i , y_i) é dada pela expressão a seguir:

$$R_i = \frac{F}{n_e} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (5.2)$$

sendo que:

F é a força vertical atuante;

n_e é a quantidade de estacas no bloco;

M_x é o momento atuante em torno do eixo x ;

M_y é o momento atuante em torno do eixo y .

Os momentos são considerados positivos conforme a indicação da Figura 5.4.

O estaqueamento só deve ser aceito se a reação máxima na estaca for menor ou igual às forças admissíveis de tração e compressão, e para isso, a solução é obtida por tentativas.

Este método aplica a fórmula de flexão composta da Resistência dos Materiais, uma vez que as hipóteses coincidem, ou seja, a consideração de bloco infinitamente rígido e as reações das estacas proporcionais aos respectivos deslocamentos (na direção do eixo da estaca), supondo ainda, todas as estacas com mesmo comprimento e desprezando-se as pressões de apoio do bloco no terreno.

Figura 5.4 Nomenclatura adotada para aplicação do Método da Superposição, Munhoz (2004)

5.2.10 Ancoragem das barras de armadura principal dos blocos

A NBR 6118:2003 indica que as barras de armadura dispostas nas faixas definidas pelas estacas devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. A ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas deve ser garantida e medida a partir da face interna das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão

transversal às barras, decorrente da compressão das bielas. Destaca-se que esse procedimento já é adotado pelo meio técnico.

Calavera (1991) sugere que o comprimento de ancoragem das barras da armadura principal deve ser contado a partir do eixo da estaca. Considera ainda que o comprimento de ancoragem possa ser diminuído em 20% por causa da boa condição de aderência produzida pela compressão transversal das barras por conta da reação nas estacas e da força da biela; se o comprimento de ancoragem reta não for suficiente pode-se adotar gancho. Calavera (1991) admite que o valor do comprimento l_b possa ser reduzido multiplicando-o pela relação da armadura necessária dividida pela armadura efetiva, mas deve-se garantir que esta armadura seja prolongada até a face do bloco (menos o cobrimento). O comprimento reto a partir do eixo da estaca não deve ser menor que um terço de l_b , 10 vezes o diâmetro das barras e 15 cm.

O l_b é o comprimento reto de ancoragem de uma barra de armadura, também chamado de comprimento básico de ancoragem, pela NBR 6118:2003.

A NBR 6118:2003 admite que o valor do comprimento $l_{b,nec}$ possa ser reduzido multiplicando-o pela relação da armadura necessária dividida pela armadura efetiva, mas deve-se garantir que esta armadura seja prolongada até a face do bloco (descontando apenas o cobrimento da armadura).

Fusco (1994) observa que todas as barras das armaduras devem ter ganchos ou dobras de extremidade para garantir a ancoragem perfeita, e eles devem estar situados efetivamente além da posição da estaca.

5.2.11 Detalhamento das armaduras secundárias

Recomendações da NBR 6118:2003

A norma brasileira traz recomendações para armadura de distribuição e de suspensão.

A armadura de distribuição deve ser prevista para controlar a fissuração e deve ser colocada na forma de uma malha adicional, constituída por barras uniformemente distribuída nas duas direções, para complementar a armadura

principal. Para o cálculo das áreas das barras das armaduras deve ser considerado no máximo 20% da força adotada para o dimensionamento da armadura principal. A resistência de cálculo da armadura deve ser igual a 80% de f_{yd} .

Método do CEB-FIP - Boletim 73 (1970)

Armaduras secundárias na forma de estribos na direção transversal e longitudinal são indicadas pelo CEB-FIP (1970). A princípio, elas são exigidas apenas no caso dos blocos sobre duas estacas em face de momentos fletores provenientes de excentricidades construtivas das estacas.

Em blocos sobre duas estacas uma armadura longitudinal é posicionada na parte superior, estendida sobre todo o comprimento do bloco, cuja seção transversal não deve ser inferior a 0,1 da seção da armadura longitudinal principal. Deve apresentar, nas faces laterais, uma armadura em malha, constituída por estribos transversais que devem envolver as barras longitudinais superiores e inferiores, e estribos na direção longitudinal envolvendo os estribos transversais.

A seção de uma barra da malha, formada por estribos nas duas direções, em cm^2 , é dada por:

$$A_{s,w} = 0,0020 \cdot b \cdot s_h \quad (5.3)$$

sendo que:

b é a largura do bloco em cm;

s_h é o espaçamento das barras da malha, em cm.

Obs: quando $b > h/2$, deve-se substituir b por $h/2$.

5.2.12 Armadura de suspensão

Segundo Leonhardt e Mönning (1978) é muito importante que armadura do tirante principal nos modelos de blocos sobre estacas seja o mais possível

concentrada sobre as estacas e não distribuídas pela largura do bloco, pois as bielas de compressão se concentram na direção dos apoios rígidos constituídos pelas estacas e lá devem compor com as forças dos tirantes.

Para os casos em que essa armadura for disposta também entre as estacas, deve-se adotar uma armadura de suspensão. Leonhardt e Mönning (1978) indicam que ensaios mostraram que, quando a armadura for disposta também entre as estacas, uma parte das forças das bielas de compressão atua nessa região, e pressiona o tirante para baixo, porque falta apoio nesse local. Surgem então fissuras na parte inferior do bloco que podem conduzir a uma ruína prematura, porque a zona comprimida para baixo e para fora arranca a malha de armadura mesmo nas proximidades das estacas.

A NBR 6118:2003 sugere o uso de armadura de suspensão, nos casos em que a armadura de distribuição for prevista para mais de 25% da força adotada para o cálculo da armadura principal ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes seu diâmetro.

5.3 Considerações para o nó superior

5.3.1 Considerações de Fusco (1994)

Fusco (1994) define que em razão do dimensionamento do pilar, na seção de seu contato com o topo do bloco, a tensão $\sigma_{c1,d}$ atuante no concreto, poderá ser no máximo igual a $0,85 f_{cd}$ na situação de cálculo, Figura 5.5.

Figura 5.5 Tensões nos planos horizontais do bloco, Fusco (1994).

Ele verifica que nas seções horizontais do prolongamento do pilar dentro do bloco as tensões diminuem; e que a tensão de compressão atuante nesses planos horizontais do bloco à distancia x de seu topo vale:

$$\sigma_{cv,d} = \frac{N_{\text{pilar}}}{A_{c,\text{ampliada}}} \quad (5.4)$$

sendo que:

$A_{c,\text{ampliada}}$ é a área resistente à profundidade x considerada.

Admite-se, a favor da segurança, que a ampliação se dê com um leque de abertura $\arctg 2$, Figura 5.5.

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

$$N_{d,\text{max}} \leq 2(A_c \cdot 0,85f_{cd}) \quad (5.5)$$

Para pilares com seções quadradas, Figura 5.6, na profundidade $x = b/2$, a área da seção ampliada de concreto é calculada por:

$$A_{c, \text{ampliada}} = 9b^2 \quad (5.6)$$

Figura 5.6 Ampliação da seção resistente, Fusco (1994).

Substituindo (5.5) e (5.6) em (5.4), obtém-se a tensão vertical reduzida ao seguinte valor:

$$\sigma_{cv,d} \leq \frac{2(0,85f_{cd})}{9} = 0,19f_{cd} \cong 0,20f_{cd} \quad (5.7)$$

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

Quando os pilares tiverem menores taxas de armadura longitudinal, o valor reduzido $\sigma_c = 0,20 f_{cd}$ atuará em profundidades menores.

Assim, indicando por $\rho\%$ a porcentagem da armadura longitudinal do pilar em sua base (equação (5.8)), é possível admitir para x os valores mostrados na Tabela 5.1.

$$\rho_{\text{pilar}} = \left(\frac{A_s}{A_c} \right)_{\text{pilar}} \quad (5.8)$$

Tabela 5.1 Valores de x/b , Fusco (1994).

	Pilar ($\rho\%$)		
	1%	2%	3%
Pilares muito alongados	0,8	1,0	1,2
Pilares quadrados	0,35	0,42	1,0

O afastamento máximo dos eixos das estacas até ao ponto $0,25a_p$ da face do pilar igual a $c_{\text{max}} \leq 1,5h$ garantiria a existência de bielas inclinadas de até $\arctg 2/3$ em relação à horizontal, se essas bielas se dirigissem efetivamente do topo da estaca até a base do pilar no topo do bloco.

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

De maneira análoga, na base do bloco, as estacas penetram de 5 cm 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 inclinação efetiva de $\arctg 1/2$ em relação à horizontal.

Com essas hipóteses, mostra-se na Figura 5.7 a determinação das tensões máximas de compressão das bielas junto ao topo do bloco e junto à base, na posição da estaca mais afastada do pilar.

Figura 5.7 Resistência das bielas junto às estacas, Fusco (1994).

Junto ao topo do bloco, sendo:

$$\sigma_{cd,d} = \frac{\sigma_{vd} \cdot A_{c,amp}}{A_{biela} \cdot \sin \theta} = \frac{\sigma_{vd}}{\sin^2 \theta} \quad (5.9)$$

sendo que:

$A_{c,amp}$ é a área da seção horizontal correspondente a biela mais abatida.

Resultando na expressão (5.10), que é amplamente a favor da segurança por se tratar de uma carga aplicada em área reduzida e confinada.

$$\sigma_{c\theta,d} \leq \frac{0,20f_{cd}}{\sin^2(\arctg 1/2)} = f_{cd} \quad (5.10)$$

5.3.2 Determinação sugerida para a área expandida do pilar

O modelo foi idealizado em função da distribuição do fluxo de tensões principais.

Admitiu-se que as bielas de compressão estejam definidas conforme é mostrado na Figura 5.8, unindo as regiões nodais inferior e superior.

Figura 5.8 Modelo proposto para blocos sobre duas estacas.

Fusco (1994) admitiu que a área expandida para a verificação da biela é definida por uma área a uma profundidade x , considerando que a ampliação se dê com um leque de abertura $\arctg 2$ (Figura 5.5), sendo que essa inclinação é diferente da inclinação da biela; com isso a área expandida fica com o mesmo formato da área do pilar.

Acredita-se que para a definição da área expandida deva-se usar o mesmo ângulo da biela, como mostrado na Figura 5.8. Porém com isso, não se obtém uma área expandida com o mesmo formato da área do pilar. Em função disso foi possível desenvolver um método para determinação da área expandida e definir taxas de ampliação da área do pilar, de acordo com o número de estacas e em função da profundidade x considerada.

Para definição do formato da área expandida devem-se seguir algumas etapas. Um modelo de um bloco sobre três estacas vai ser usado para exemplificar o método. As estacas tem 25 cm de diâmetro, distância entre eixos de $2,5\phi=62,5\text{cm}$ e um pilar retangular de $b_p=15\text{cm}$ e $a_p=20\text{cm}$. (Figura 5.9). Por ter um eixo de simetria, usou-se apenas um lado do bloco, como mostrado na Figura 5.10.

Figura 5.9 Definição da geometria do bloco sobre três estacas.

Figura 5.10 Simetria do bloco sobre três estacas.

A primeira etapa é traçar linhas (na cor vermelha) em torno do perímetro do pilar e do perímetro que contorna a face das estacas, como pode ser visto na Figura 5.11. A segunda etapa é dividir as linhas traçadas na primeira etapa. No desenho essas divisões estão representadas por nós (Figura 5.12).

Figura 5.11 Primeira etapa.

Figura 5.12 Segunda etapa.

A terceira etapa consiste em ligar (linhas em azul) os nós da linha do perímetro do pilar com os nós da linha do perímetro que contorna a face das estacas, mostrado na Figura 5.13a. Na quarta etapa devem-se dividir as linhas azuis em frações da linha. No caso dividiram-se em 20 partes, assim cada trecho representa 5% do tamanho total da linha (Figura 5.13b).

Figura 5.13 Terceira e quarta etapa.

A quinta etapa é a definição da área expandida. Neste exemplo quer-se determinar um plano a uma distância x da base do pilar, com a relação $x/d=0,10$; logo vamos ligar os segundos pontos de cada linha, formando assim a área expandida (linha verde), como mostrado na Figura 5.14.

Figura 5.14 Quinta etapa.

No nosso modelo a área do pilar é $300,00\text{cm}^2$ e a área expandida é $505,00\text{cm}^2$, logo $A_{\text{exp}}=1,68 \cdot A_p$. O fator de multiplicação da área do pilar é bem próximo do fator adotado para blocos sobre três estacas para $x/d=0,10$, definido ainda neste item. Na Figura 5.15 pode-se ver o formato da área do pilar e o formato da área expandida.

Figura 5.15 Área do pilar e área expandida.

Para a determinação do fator de multiplicação, que chama-se f_m , foram analisados vários modelos de blocos sobre duas, três e quatro estacas, e variando-se a relação x/d .

A geometria dos modelos foi definida da seguinte forma: foram utilizadas estacas com diâmetro de 25 cm, 30 cm, 40 cm, 50 cm, 60 cm e 70 cm. Adotou-se a distância entre eixos de estaca de $2,5\phi$. Adotou-se que a capacidade na estaca é dada por uma tensão no concreto em serviço de 60kgf/cm^2 , a partir deste valor determina-se a força que pode ser aplicada ao bloco (F_k). Com o valor da força aplicada no bloco, definiu-se a área mínima do pilar, adotando-se uma taxa máxima de armadura CA50 de 4% e utilizando dois valores para o f_{ck} : 30MPa e 42MPa; foram definidas seções quadradas e retangulares. Nas Figura 5.16, Figura 5.17 e Figura 5.18 e nas Tabela 5.3, Tabela 5.5, Tabela 5.7, Tabela 5.5, Tabela 5.6 e Tabela 5.7 são apresentados os parâmetros geométricos de cada modelo, como, diâmetro de estacas (ϕ_{est}), distância entre eixos de estacas (ℓ), dimensões de pilares (a_p e b_p).

As siglas adotadas para representar os nomes dos blocos têm o seguinte significado: $W-xy$, sendo que W está relacionado à quantidade de estacas no bloco, x está relacionado com o diâmetro da estaca e y está relacionado com as dimensões do pilar.

Figura 5.16 Propriedades geométricas para blocos sobre duas estacas.

Tabela 5.2 Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre duas estacas,
com f_{ck} 30MPa.

Modelos	ϕ_{est} (cm)	ℓ (cm)	F_k (tf)	a_p (cm)	b_p (cm)
2-aa	25	62,5	58,0	16	16
2-ab				23	10
2-ba	30	75,0	84,0	19	19
2-bb				23	15
2-bc				34	10
2-ca	40	100,0	150,0	25	25
2-cb				30	20
2-cc				40	15
2-cd				59	10
2-da	50	125,0	235,0	31	31
2-db				47	20
2-dc				62	15
2-dd				93	10
2-ea	60	150,0	338,0	37	37
2-eb				54	25
2-ec				67	20
2-ed				89	15
2-fa	70	175,0	460,00	43	43
2-fb				52	35
2-fc				61	30
2-fd				91	20

Tabela 5.3 Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre duas estacas,
com f_{ck} 42MPa.

Modelos	ϕ_{est} (cm)	ℓ (cm)	F_k (tf)	a_p (cm)	b_p (cm)
2-aa	25	62,5	58,0	14	14
2-ab				20	10
2-ba	30	75,0	84,0	17	17
2-bb				19	15
2-bc				28	10
2-ca	40	100,0	150,0	23	23
2-cb				25	20
2-cc				34	15
2-cd				50	10
2-da	50	125,0	235,0	28	28
2-db				39	20
2-dc				52	15
2-dd				78	10
2-ea	60	150,0	338,0	34	34
2-eb				45	25
2-ec				56	20
2-ed				75	15
2-fa	70	175,0	460,00	40	40
2-fb				44	35
2-fc				51	30
2-fd				77	20

Figura 5.17 Propriedades geométricas para blocos sobre três estacas.

Tabela 5.4 Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 30MPa.

Modelos	ϕ_{est} (cm)	ℓ (cm)	F_k (tf)	a_p (cm)	b_p (cm)
3-aa	25	62,5	88,0	19	19
3-ab				24	15
3-ac				35	10
3-ba	30	75,0	127,0	23	23
3-bb				34	15
3-bc				50	10
3-ca	40	100,0	226,0	30	30
3-cb				45	20
3-cc				60	15
3-cd				89	10
3-da	50	125,0	353,0	38	38
3-db				56	25
3-dc				70	20
3-dd				93	15
3-ea	60	150,0	508,0	45	45
3-eb				58	35
3-ec				67	30
3-ed				100	20
3-fa	70	175,0	692,0	53	53
3-fb				69	40
3-fc				78	35
3-fd				109	25

Tabela 5.5 Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre três estacas,
com f_{ck} 42MPa.

Modelos	ϕ_{est} (cm)	ℓ (cm)	F_k (tf)	a_p (cm)	b_p (cm)
3-aa	25	62,5	88,0	18	18
3-ab				20	15
3-ac				30	10
3-ba	30	75,0	127,0	21	21
3-bb				29	15
3-bc				43	10
3-ca	40	100,0	226,0	28	28
3-cb				38	20
3-cc				50	15
3-cd				75	10
3-da	50	125,0	353,0	35	35
3-db				47	25
3-dc				59	20
3-dd				78	15
3-ea	60	150,0	508,0	41	41
3-eb				49	35
3-ec				57	30
3-ed				85	20
3-fa	70	175,0	692,0	48	48
3-fb				58	40
3-fc				66	35
3-fd				92	25

Figura 5.18 Propriedades geométricas para blocos sobre quatro estacas.

Tabela 5.6 Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 30MPa.

Modelos	ϕ_{est} (cm)	ℓ (cm)	F_k (tf)	a_p (cm)	b_p (cm)
4-aa	25	62,5	117,0	22	22
4-ab				31	15
4-ac				47	10
4-ba	30	75,0	169,0	26	26
4-bb				34	20
4-bc				45	15
4-bd				67	10
4-ca	40	100,0	301,0	35	35
4-cb				48	25
4-cc				60	20
4-cd				80	15
4-da	50	125,0	471,0	44	44
4-db				53	35
4-dc				62	30
4-dd				93	20
4-ea	60	150,0	678,0	52	52
4-eb				67	40
4-ec				77	35
4-ed				107	25
4-fa	70	175,0	923,0	61	61
4-fb				73	50
4-fc				91	40
4-fd				122	30

Tabela 5.7 Propriedades geométricas e mecânicas para blocos sobre quatro estacas,
com f_{ck} 42MPa.

Modelos	ϕ_{est} (cm)	ℓ (cm)	F_k (tf)	a_p (cm)	b_p (cm)
4-aa	25	62,5	117,0	20	20
4-ab				26	15
4-ac				39	10
4-ba	30	75,0	169,0	24	24
4-bb				29	20
4-bc				38	15
4-bd				57	10
4-ca	40	100,0	301,0	32	32
4-cb				40	25
4-cc				50	20
4-cd				67	15
4-da	50	125,0	471,0	40	40
4-db				45	35
4-dc				52	30
4-dd				78	20
4-ea	60	150,0	678,0	48	48
4-eb				57	40
4-ec				65	35
4-ed				90	25
4-fa	70	175,0	923,0	56	56
4-fb				62	50
4-fc				77	40
4-fd				102	30

Resultados

As Tabela 5.8, Tabela 5.9, Tabela 5.10, Tabela 5.11, Tabela 5.12 e Tabela 5.13, e apresentam os resultados obtidos para blocos sobre duas, três e quatro estacas, sendo A_p a área do pilar, A_{exp} a área expandida e fm o fator de multiplicação.

Tabela 5.8 Resultados para blocos sobre duas estacas, com f_{ck} 30MPa.

Mod	Ap (cm ²)	x/d=0,05		x/d=0,10		x/d=0,15		x/d=0,20	
		A _{exp} (cm ²)	fm	A _{exp} (cm ²)	fm	A _{exp} (cm ²)	fm	A _{exp} (cm ²)	fm
2-aa	256	302,7	1,18	360,8	1,41	422,6	1,65	488,2	1,91
2-ab	230	283,4	1,23	336,8	1,46	394,5	1,72	456,7	1,99
2-ba	361	440,0	1,22	524,4	1,45	614,0	1,70	709,0	1,96
2-bb	345	418,0	1,21	497,2	1,44	582,5	1,69	673,7	1,95
2-bc	340	409,2	1,20	485,4	1,43	568,0	1,67	657,0	1,93
2-ca	625	764,2	1,22	913,0	1,46	1071,6	1,71	1239,8	1,98
2-cb	600	729,8	1,22	870,5	1,45	1021,9	1,70	1184,1	1,97
2-cc	600	723,3	1,21	858,9	1,43	1006,0	1,68	1164,4	1,94
2-cd	590	717,6	1,22	856,7	1,45	1006,9	1,71	1168,1	1,98
2-da	961	1177,6	1,23	1409,2	1,47	1656,1	1,72	1918,2	2,00
2-db	940	1135,0	1,21	1347,8	1,43	1578,1	1,68	1826,1	1,94
2-dc	930	1123,6	1,21	1335,6	1,44	1565,3	1,68	1812,8	1,95
2-dd	930	1146,8	1,23	1379,7	1,48	1627,9	1,75	1891,4	2,03
2-ea	1369	1680,2	1,23	2013,5	1,47	2369,0	1,73	2746,7	2,01
2-eb	1350	1630,7	1,21	1938,5	1,44	2271,6	1,68	2630,0	1,95
2-ec	1340	1616,0	1,21	1920,2	1,43	2250,1	1,68	2605,8	1,94
2-ed	1335	1622,4	1,22	1935,9	1,45	2274,2	1,70	2637,1	1,98
2-fa	1849	2271,7	1,23	2724,8	1,47	3208,3	1,74	3722,1	2,01
2-fb	1820	2216,8	1,22	2647,2	1,45	3110,8	1,71	3607,6	1,98
2-fc	1830	2213,2	1,21	2633,2	1,44	3087,7	1,69	3576,5	1,95
2-fd	1820	2199,3	1,21	2617,0	1,44	3069,4	1,69	3556,5	1,95
Média			1,21		1,45		1,70		1,97

Tabela 5.9 Resultados para blocos sobre duas estacas, com f_{ck} 42MPa.

Mod	Ap (cm ²)	x/d=0,05		x/d=0,10		x/d=0,15		x/d=0,20	
		A _{exp} (cm ²)	fm	A _{exp} (cm ²)	fm	A _{exp} (cm ²)	fm	A _{exp} (cm ²)	fm
2-aa	196	247,5	1,26	303,3	1,55	363,4	1,85	427,9	2,18
2-ab	200	247,3	1,24	299,6	1,50	356,6	1,78	418,3	2,09
2-ba	289	363,6	1,26	444,3	1,54	531,2	1,84	640,8	2,22
2-bb	285	356,4	1,25	434,6	1,52	519,2	1,82	610,4	2,14
2-bc	280	346,6	1,24	420,4	1,50	501,4	1,79	589,4	2,11
2-ca	529	662,2	1,25	806,9	1,53	988,8	1,87	1127,9	2,13
2-cb	500	629,9	1,25	765,7	1,53	916,1	1,83	1078,1	2,16
2-cc	510	630,7	1,24	763,7	1,50	908,9	1,78	1066,3	2,09
2-cd	500	620,0	1,24	753,3	1,51	898,9	1,80	1056,7	2,11
2-da	784	989,8	1,26	1213,0	1,55	1453,6	1,85	1711,5	2,18
2-db	780	968,6	1,24	1177,1	1,51	1404,7	1,80	1651,5	2,12
2-dc	780	964,3	1,24	1169,6	1,50	1394,3	1,79	1638,6	2,10
2-dd	780	978,8	1,25	1197,4	1,54	1434,4	1,84	1688,5	2,16
2-ea	1156	1454,3	1,26	1777,2	1,54	2124,8	1,84	2563,4	2,22
2-eb	1125	1398,9	1,24	1700,8	1,51	2030,1	1,80	2386,6	2,12
2-ec	1120	1386,2	1,24	1682,0	1,50	2005,8	1,79	2357,6	2,11
2-ed	1125	1395,1	1,24	1695,0	1,51	2022,5	1,80	2377,5	2,11
2-fa	1600	2007,7	1,25	2448,7	1,53	2923,0	1,83	3430,5	2,14
2-fb	1540	1928,7	1,25	2353,6	1,53	2813,8	1,83	3309,3	2,15
2-fc	1530	1903,6	1,24	2316,2	1,51	2765,8	1,81	3252,4	2,13
2-fd	1540	1904,4	1,24	2308,2	1,50	2749,9	1,79	3229,6	2,10
Média			1,25		1,52		1,82		2,14

Tabela 5.10 Resultados para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 30MPa.

Mod	A _p (cm ²)	x/d=0,05		x/d=0,10		x/d=0,15		x/d=0,20	
		A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m
3-aa	361	462,5	1,28	575,2	1,59	698,8	1,94	833,7	2,31
3-ab	360	462,2	1,28	576,0	1,60	700,8	1,95	836,7	2,32
3-ac	350	461,3	1,32	583,3	1,67	715,6	2,04	858,0	2,45
3-ba	529	675,8	1,28	838,6	1,59	1017,5	1,92	1212,4	2,29
3-bb	510	661,3	1,30	828,5	1,62	1011,3	1,98	1209,7	2,37
3-bc	500	672,7	1,35	859,7	1,72	1060,1	2,12	1273,9	2,55
3-ca	900	1157,9	1,29	1444,8	1,61	1760,0	1,96	2105,7	2,34
3-cb	900	1168,0	1,30	1464,6	1,63	1789,1	1,99	2141,4	2,38
3-cc	900	1194,6	1,33	1514,4	1,68	1859,3	2,07	2229,4	2,48
3-cd	890	1256,5	1,41	1640,8	1,84	2042,7	2,30	2462,3	2,77
3-da	1444	1849,9	1,28	2300,6	1,59	2796,2	1,94	3336,6	2,31
3-db	1400	1817,9	1,30	2280,7	1,63	2787,1	1,99	3337,3	2,38
3-dc	1400	1845,0	1,32	2333,3	1,67	2862,2	2,04	3432,3	2,45
3-dd	1395	1904,3	1,37	2450,1	1,76	3029,8	2,17	3643,5	2,61
3-ea	2025	2604,8	1,29	3250,9	1,61	3961,7	1,96	4737,9	2,34
3-eb	2030	2616,2	1,29	3269,5	1,61	3987,2	1,96	4769,3	2,35
3-ec	2010	2611,0	1,30	3276,8	1,63	4005,6	1,99	4797,4	2,39
3-ed	2000	2690,8	1,35	3439,0	1,72	4240,5	2,12	5095,5	2,55
3-fa	2809	3602,9	1,28	4485,0	1,60	5455,3	1,94	6513,7	2,32
3-fb	2760	3560,2	1,29	4451,2	1,61	5429,6	1,97	6495,5	2,35
3-fc	2730	3547,2	1,30	4452,9	1,63	5444,3	1,99	6521,7	2,39
3-fd	2725	3636,4	1,33	4628,0	1,70	5695,4	2,09	6838,7	2,51
Média			1,31		1,65		2,02		2,42

Tabela 5.11 Resultados para blocos sobre três estacas, com f_{ck} 42MPa.

Mod	A _p (cm ²)	x/d=0,05		x/d=0,10		x/d=0,15		x/d=0,20	
		A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m
3-aa	324	422,5	1,30	532,5	1,64	654,3	2,02	787,8	2,43
3-ab	300	396,3	1,32	505,0	1,68	625,7	2,09	758,5	2,53
3-ac	300	404,1	1,35	519,4	1,73	646,0	2,15	783,9	2,61
3-ba	441	580,5	1,32	737,4	1,67	911,0	2,07	1102,1	2,50
3-bb	435	577,2	1,33	736,6	1,69	913,2	2,10	1106,4	2,54
3-bc	430	589,3	1,37	764,3	1,78	954,7	2,22	1160,1	2,70
3-ca	784	1031,9	1,32	1310,9	1,67	1619,6	2,07	1959,4	2,50
3-cb	760	1011,4	1,33	1293,5	1,70	1606,1	2,11	1947,5	2,56
3-cc	750	1017,7	1,36	1315,4	1,75	1641,7	2,19	1996,6	2,66
3-cd	750	1075,0	1,43	1424,5	1,90	1796,7	2,40	2191,1	2,92
3-da	1225	1612,5	1,32	2048,2	1,67	2529,4	2,06	3063,1	2,50
3-db	1175	1566,5	1,33	2003,4	1,71	2493,4	2,12	3027,8	2,58
3-dc	1180	1591,9	1,35	2051,2	1,74	2511,3	2,13	3104,8	2,63
3-dd	1170	1629,3	1,39	2130,9	1,82	2673,1	2,28	3255,7	2,78
3-ea	1681	2231,1	1,33	2851,3	1,70	3541,6	2,11	4302,1	2,56
3-eb	1715	2269,6	1,32	2895,6	1,69	3591,1	2,09	4355,9	2,54
3-ec	1710	2275,6	1,33	2910,4	1,70	3613,7	2,11	4381,8	2,56
3-ed	1700	2333,6	1,37	3030,6	1,78	3788,3	2,23	4608,0	2,71
3-fa	2304	3055,0	1,33	3899,7	1,69	4840,3	2,10	5876,3	2,55
3-fb	2320	3075,8	1,33	3927,7	1,69	4874,3	2,10	5915,5	2,55
3-fc	2310	3078,0	1,33	3940,2	1,71	4896,1	2,12	5942,0	2,57
3-fd	2300	3135,6	1,36	4060,7	1,77	5071,9	2,21	6169,3	2,68
Média			1,34		1,72		2,14		2,60

Tabela 5.12 Resultados para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 30MPa.

Mod	A _p (cm ²)	x/d=0,05		x/d=0,10		x/d=0,15		x/d=0,20	
		A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m
4-aa	484	637,1	1,32	810,9	1,68	1005,7	2,08	1221,3	2,52
4-ab	465	620,6	1,33	797,5	1,72	995,1	2,14	1213,3	2,61
4-ac	470	649,6	1,38	848,3	1,80	1065,1	2,27	1299,9	2,77
4-ba	676	894,5	1,32	1143,3	1,69	1422,4	2,10	1731,9	2,56
4-bb	680	901,5	1,33	1153,9	1,70	1436,2	2,11	1748,5	2,57
4-bc	675	912,0	1,35	1177,5	1,74	1471,4	2,18	1793,7	2,66
4-bd	670	954,1	1,42	1263,4	1,89	1595,9	2,38	1951,8	2,91
4-ca	1225	1615,5	1,32	2059,6	1,68	2557,3	2,09	3108,6	2,54
4-cb	1200	1597,5	1,33	2048,8	1,71	2551,2	2,13	3110,4	2,59
4-cc	1200	1621,3	1,35	2093,3	1,74	2615,7	2,18	3188,8	2,66
4-cd	1200	1675,8	1,40	2197,8	1,83	2762,3	2,30	3375,8	2,81
4-da	1936	2548,1	1,32	3243,7	1,68	4022,7	2,08	4880,9	2,52
4-db	1855	2465,2	1,33	3160,0	1,70	3939,0	2,12	4802,1	2,59
4-dc	1860	2482,4	1,33	3190,1	1,72	3980,4	2,14	4853,3	2,61
4-dd	1860	2574,2	1,38	3365,1	1,81	4228,9	2,27	5165,5	2,78
4-ea	2704	3936,7	1,46	4573,0	1,69	5689,6	2,10	6927,6	2,56
4-eb	2680	3561,4	1,33	4566,9	1,70	5692,9	2,12	6939,5	2,59
4-ec	2695	3599,8	1,34	4625,6	1,72	5769,4	2,14	7031,3	2,61
4-ed	2675	3685,1	1,38	4805,8	1,80	6033,6	2,26	7361,5	2,75
4-fa	3721	4914,1	1,32	6271,8	1,69	7794,2	2,09	9481,1	2,55
4-fb	3650	4843,2	1,33	6203,4	1,70	7728,0	2,12	9417,9	2,58
4-fc	3640	4875,5	1,34	6273,6	1,72	7832,3	2,15	9551,7	2,62
4-fd	3660	5028,4	1,37	6541,5	1,79	8201,5	2,24	10008,5	2,7
Média			1,35		1,73		2,17		2,64

Tabela 5.13 Resultados para blocos sobre quatro estacas, com f_{ck} 42MPa.

Mod	A _p (cm ²)	x/d=0,05		x/d=0,10		x/d=0,15		x/d=0,20	
		A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m	A _{exp} (cm ²)	f _m
4-aa	400	544,2	1,36	711,6	1,78	900,7	2,25	1112,0	2,78
4-ab	390	235,6	1,37	703,8	1,80	894,1	2,29	1106,6	2,84
4-ac	390	552,8	1,42	736,2	1,89	939,9	2,41	1164,0	2,98
4-ba	576	782,9	1,36	1024,7	1,78	1297,0	2,25	1601,2	2,78
4-bb	580	789,9	1,36	1031,9	1,78	1305,6	2,25	1611,0	2,78
4-bc	570	788,6	1,38	1038,8	1,82	1319,9	2,32	1631,8	2,86
4-bd	570	828,1	1,45	1113,2	1,95	1425,1	2,50	1763,7	3,09
4-ca	1024	1391,7	1,36	1821,8	1,78	2305,8	2,25	2846,6	2,78
4-cb	1000	1371,2	1,37	1800,3	1,80	2286,2	2,29	2828,9	2,83
4-cc	1000	1386,5	1,39	1829,4	1,83	2327,4	2,33	2880,6	2,88
4-cd	1005	1433,9	1,43	1915,3	1,91	2447,3	2,44	3028,4	3,01
4-da	1600	2174,7	1,36	2846,6	1,78	3602,9	2,25	4447,9	2,78
4-db	1575	2151,3	1,37	2818,0	1,79	3573,7	2,27	4418,4	2,81
4-dc	1560	2142,5	1,37	2815,3	1,80	3576,6	2,29	4426,3	2,84
4-dd	1560	2209,6	1,42	2943,3	1,89	3758,3	2,41	4654,7	2,98
4-ea	2304	3131,4	1,36	4099,0	1,78	5188,1	2,25	6404,9	2,78
4-eb	2280	3113,9	1,37	4077,6	1,79	5168,8	2,27	6387,7	2,80
4-ec	2275	3124,2	1,37	4099,8	1,80	5201,8	2,29	6430,3	2,83
4-ed	2250	3171,0	1,41	4214,3	1,87	5376,2	2,39	6656,8	2,96
4-fa	3136	4183,2	1,33	5390,0	1,72	6742,8	2,15	8246,3	2,63
4-fb	3100	4142,7	1,34	5336,4	1,72	6697,2	2,16	8198,9	2,64
4-fc	3080	4141,9	1,34	5355,7	1,74	6719,1	2,18	8232,2	2,67
4-fd	3060	4191,6	1,37	5470,6	1,79	6891,7	2,25	8454,9	2,76
Média			1,38		1,81		2,29		2,83

Analisando os resultados, pode-se ver que os modelos apresentados têm um fator de multiplicação (f_m) quase constante, para blocos de mesma quantidade de estacas e mesma relação x/d . Pode-se perceber pelos resultados que o f_m aumenta para blocos com pilares retangulares quando comparados com os valores para modelos com pilares quadrados, porém a diferença não é significativa. Na Tabela 5.14 e na Tabela 5.15 é apresentado um resumo dos resultados. Pelos gráficos das Figura 5.19 e Figura 5.20 pode-se ver que existe uma relação aproximadamente linear entre o valor x/d e f_m .

Tabela 5.14 Resumo dos resultados para f_m , com f_{ck} 30MPa.

	$x/d=0,05$	$x/d=0,10$	$x/d=0,15$	$x/d=0,20$
2 estacas	1,21	1,45	1,70	1,97
3 estacas	1,31	1,65	2,02	2,42
4 estacas	1,35	1,73	2,17	2,64

Tabela 5.15 Resumo dos resultados para f_m , com f_{ck} 42MPa.

	$x/d=0,05$	$x/d=0,10$	$x/d=0,15$	$x/d=0,20$
2 estacas	1,25	1,52	1,82	2,14
3 estacas	1,34	1,72	2,14	2,60
4 estacas	1,38	1,81	2,29	2,83

Figura 5.19 Gráfico dos resultados para f_m , com f_{ck} 30MPa.

Figura 5.20 Gráfico dos resultados para f_m , com f_{ck} 42MPa.

Aqui pode-se relacionar os resultados para os valores de f_m com os valores adotados para o coeficiente α (Capítulo 4.2), que é definido como coeficiente de ajuste, que leva em conta a forma do bloco para o cálculo da tensão limite na biela. Os valores adotados por Machado (1985) são:

- blocos sobre duas estacas: 1,4;
- blocos sobre três estacas: 1,75;
- blocos sobre quatro estacas: 2,10.

Esses valores são próximos dos resultados de f_m para a relação $x/d=0,10$ para os blocos sobre duas e três estacas e da relação $x/d=0,15$ para blocos sobre quatro estacas.

É recomendável a aplicação do método aqui estudado para relações de x/d próximos dos valores 0,10 e 0,15.

Exemplo 1 de aplicação do método

Considere-se um bloco sobre duas estacas, as estacas têm 30cm de diâmetro e espaçamento entre eixos de 75cm. O pilar tem as seguintes dimensões: $a_p=20\text{cm}$ e $b_p=20\text{cm}$. O f_{ck} é de 30MPa. A força característica aplicada ao bloco é de 46tf. Considera-se que o bloco tem uma altura total de 55cm e uma altura útil (d) de 45cm.

Figura 5.21 Equilíbrio de forças.

Pela Figura 5.21 vê-se que o equilíbrio do bloco pode ser feito com o somatório dos momentos em relação ao ponto A igual a zero; com isto escreve-se a seguinte equação:

$$x \cdot b_p \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 1,4 \cdot \frac{F_k}{2} \cdot \left(\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \quad (5.11)$$

sendo que:

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Resolvendo a equação (5.11) é obtido o seguinte resultado:

$$x = 6,65 \text{ cm} \quad (5.12)$$

$$x/d = 0,148 \quad (5.13)$$

Fazendo interpolação com os valores da Tabela 5.14, tem-se:

$$f_m = 1,69 \quad (5.14)$$

O valor da área expandida é dado pela seguinte equação:

$$A_{exp} = f_m \cdot A_p \quad (5.15)$$

sendo que: A_p – área do pilar.

Com isso, tem-se o seguinte valor para a área expandida:

$$A_{exp} = 1,69 \cdot 20 \cdot 20 = 675,95 \text{ cm}^2 \quad (5.16)$$

O ângulo de inclinação da biela de compressão θ é definido pela expressão abaixo:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\left(d - \frac{x}{2}\right)}{\left(\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}\right)} \quad (5.17)$$

$$\theta = 52,05^\circ \quad (5.18)$$

Para nós onde só chegam bielas de compressão, o valor da tensão máxima é definida pelo Eurocode (1992) por:

$$\sigma_{cb,m\acute{a}x} = 1,0 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad (5.19)$$

Para $f_{ck} = 30\text{MPa}$, tem-se:

$$\sigma_{cb,m\acute{a}x} = 0,19 \text{ tf/cm}^2 \quad (5.20)$$

Com o valor de θ definido e da A_{exp} , calcula-se a tensão de compressão na biela, com a seguinte expressão:

$$\sigma_{cb} = \frac{1,4 \cdot F_k}{A_{exp} \cdot \sin^2 \theta} \quad (5.21)$$

$$\sigma_{cb} = 0,15 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} = \sigma_{cb,m\acute{a}x} \rightarrow \text{condição satisfeita} \quad (5.22)$$

Resolvendo o mesmo exemplo pelo método das bielas para blocos sobre duas estacas, visto no item 4.2.1, teremos o ângulo de inclinação da biela definido pela equação (5.23):

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}}\right) \rightarrow \theta = 54.16^\circ \quad (5.23)$$

O ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas ficou entre os limites:

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad (5.24)$$

Do polígono de forças, da Figura 4.2, pode-se escrever:

$$R_{cb} = \frac{F_d}{2\operatorname{sen}\theta} = 39.72 \text{ tf} \quad (5.25)$$

A relação entre as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e da biela na base do pilar (A_{bp}) é definida por:

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \operatorname{sen}\theta = 162.14 \text{ cm}^2 \quad (5.26)$$

A tensão normal na biela junto ao pilar é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cbp} = \frac{R_{cb}}{A_{bp}} = 0.24 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} < \sigma_{cb,\text{lim}} \rightarrow \text{condição satisfeita} \quad (5.27)$$

As tensões calculadas nas bielas de blocos sobre duas estacas devem ser inferiores ao seguinte valor limite.

$$\sigma_{cb,\text{lim}} = 0.85 \cdot 1.4 \cdot f_{cd} = 0.25 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} \quad (5.28)$$

Por ter considerações diferentes para o cálculo da tensão na biela junto ao pilar, os valores das tensões normais são diferentes, porém a verificação pelos dois métodos é satisfeita.

Exemplo 2 de aplicação do método

Considere-se um bloco sobre duas estacas, as estacas têm 30cm de diâmetro e espaçamento entre eixos de 75cm. O pilar tem as seguintes dimensões: $a_p=20\text{cm}$ e $b_p=20\text{cm}$. O f_{ck} é de 42MPa. A força característica aplicada ao bloco é de 60tf. Considera-se que o bloco tem uma altura total de 55cm e uma altura útil (d) de 45cm.

Pela Figura 5.21 vê-se que o equilíbrio do bloco pode ser feito com o somatório dos momentos em relação ao ponto A igual a zero; resolvendo a equação (5.11) é obtido o seguinte resultado:

$$x = 6,55 \text{ cm} \quad (5.29)$$

$$x/d = 0,146 \quad (5.30)$$

Fazendo interpolação com os valores da Tabela 5.15, tem-se:

$$f_m = 1,79 \quad (5.31)$$

Com isso, tem-se o seguinte valor para a área expandida:

$$A_{exp} = f_m \cdot A_p \rightarrow A_{exp} = 1,79 \cdot 20 \cdot 20 = 717,53 \text{ cm}^2 \quad (5.32)$$

O ângulo de inclinação da biela de compressão θ é definido pela expressão abaixo:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\left(d - \frac{x}{2}\right)}{\left(\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}\right)} \quad (5.33)$$

$$\theta = 52,08^\circ \quad (5.34)$$

Para nós onde só chegam bielas de compressão, o valor da tensão máxima é definida pelo Eurocode (1992) por:

$$\sigma_{cb,m\acute{a}x} = 1,0 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (5.35)$$

Para $f_{ck} = 42\text{MPa}$, tem-se:

$$\sigma_{cb,m\acute{a}x} = 0,25 \text{ tf/cm}^2 \quad (5.36)$$

Com o valor de θ definido e da A_{exp} , calcula-se a tensão de compressão na biela, com a seguinte expressão:

$$\sigma_{cb} = \frac{1,4 \cdot F_k}{A_{exp} \cdot \sin^2 \theta} \quad (5.37)$$

$$\sigma_{cb} = 0,18 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} = \sigma_{cb,m\acute{a}x} \rightarrow \text{condição satisfeita} \quad (5.38)$$

Resolvendo o mesmo exemplo pelo método das bielas para blocos sobre duas estacas, visto no item 4.2.1, teremos o ângulo de inclinação da biela definido pela equação (5.39):

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}}\right) \rightarrow \theta = 54.16^\circ \quad (5.39)$$

O ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas ficou entre os limites:

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad (5.40)$$

Do polígono de forças, da Figura 4.2, pode-se escrever:

$$R_{cb} = \frac{F_d}{2\sin\theta} = 51.81 \text{ tf} \quad (5.41)$$

A relação entre as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e da biela na base do pilar (A_{bp}) é definida por:

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \sin\theta = 162.14 \text{ cm}^2 \quad (5.42)$$

A tensão normal na biela junto ao pilar é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cbp} = \frac{R_{cb}}{A_{bp}} = 0.32 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} < \sigma_{cb,\text{lim}} \rightarrow \text{condição satisfeita} \quad (5.43)$$

As tensões calculadas nas bielas de blocos sobre duas estacas devem ser inferiores ao seguinte valor limite.

$$\sigma_{cb,\text{lim}} = 0.85 \cdot 1.4 \cdot f_{cd} = 0.36 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} \quad (5.44)$$

Por ter considerações diferentes para o cálculo da tensão na biela junto ao pilar, os valores das tensões normais são diferentes, porém a verificação pelos dois métodos é satisfeita.

Para os exemplos aqui estudados o limite da tensão de compressão foi atendido; caso isso não ocorra, deve-se mudar a geometria do bloco, alterando os valores de θ e d . Os resultados dos exemplos estudados para o fm foram

próximos do valores do coeficiente α ; ressaltando que é recomendável a utilização do método para valores da relação x/d em torno de 0,10 e 0,15.

Para a determinação da força de tração no tirante, deve-se seguir o mesmo processo aplicado para o modelo de bielas e tirantes de Blévo (1967), com atenção ao ângulo de inclinação da biela definido neste item.

Para a verificação das tensões nas bielas de concreto junto à estaca, sugere-se adotar o valor da tensão máxima definida pelo Eurocode (1992):

$$\sigma_{cb,m\acute{a}x} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (5.45)$$

CAPÍTULO 6

CONCLUSÃO

Este trabalho teve como meta inicial estudar o comportamento de bloco sobre estacas. O estudo foi feito pela importância que esses elementos desempenham perante toda a estrutura.

Foi possível mostrar que os métodos utilizados para projetos de blocos sobre estacas apresentam divergências entre si. Neste trabalho foram apresentados os diversos critérios de projeto para blocos sobre estacas, com o objetivo de criar diretrizes para o projeto dos mesmos.

Constatou-se que a treliça adotada pelo método das bielas (Blévet, 1967) é um modelo coerente para projeto de blocos sobre estacas, e é o mais simples, sendo amplamente utilizado. Porém, algumas normas e autores, divergem na consideração da posição do nó superior, e conseqüentemente, no valor do braço de alavanca do bloco.

Faltava na literatura encontrada uma definição da área a ser usada para a verificação da tensão de compressão no nó superior, próximo ao pilar. O estudo feito permitiu desenvolver um método para definição da área a ser verificada. O método definiu um fator de multiplicação (f_m) para multiplicar a área do pilar e com isso encontrar a área a ser verificada.

Os resultados obtidos mostraram-se muito coerentes por serem constantes em função da quantidade de estacas e da relação x/d , podendo-se assim traçar retas nas quais valores entre os intervalos das relações utilizadas para x/d podem ser encontrados por interpolação linear. É importante ressaltar que o método não é vinculado ao formato do pilar, este podendo ser de formato quadrado ou retangular e nem a altura do bloco.

Em função dos resultados obtidos pelo estudo feito conclui-se que os resultados são de grande relevância.

Para trabalhos futuros, sugere-se realização de análise experimental para um estudo mais aprofundado da coerência e dos limites de aplicação desse modelo; o estudo mais aprofundado dos resultados para relações de x/d iguais ou maiores que 0,20; a determinação do fator f_m , para áreas maiores dos pilares; e o estudo do formato da região nodal junto à estaca

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). *Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study*. ACI Structural Journal, v.87, p. 81-92, Jan-Feb

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122:1996 – Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). *Design Handbook, v.1: Beam, one-way slabs, brackets, footings and pile caps*. (ACI 340. IR-84) ACI SP-17, Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1997). *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95)*. Michigan.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary (ACI 318 R-89)*. Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318M)*. Detroit, USA.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). *Semelles sur pieux*. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v.20, n.230.

CALAVERA, J. (1991). *Calculo de estructuras de cimentacion*. Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones. 3ª Ed. Madri, Espanha.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1994). *CSA standard-A23.3-94 – Design of concrete structures*. Rexdale.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (2001). Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. Instrucción de hormigón estructural (EHE), Madrid.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1970). CEB-FIP Recommendations particulières au calcul et à l'exécution dès semelles de fondation. *Bulletin d'Information*, Paris, n.73.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1990). CEB-FIP Model Code *Bulletins d'Information*, Paris, n.203-205.

DELALIBERA, R. G. (2006). *Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

EUROCODE 2 (1992). *Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels.

FUSCO, P. B. (1994). *Técnicas de armar as estruturas de concreto*. São Paulo, Editora Pini Ltda.

ISHITANI, H. (1998). *Estruturas de concreto - Blocos sobre estacas*. São Paulo, EPUSP (Notas de Aula).

LEONHARDT, F.; MONNING, E. (1978). *Construções de concreto armado*. Rio de Janeiro, Interciência. v.2-3.

MACHADO, C. P. (1985). *Edifícios de concreto armado*. São Paulo, EPUSP. (Notas de Aula).

MAUTONI, M. (1972). *Blocos sobre dois apoios*. São Paulo, Grêmio Politécnico.

MIGUEL, M. G. (2000). *Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. (1981). *Hormigon Armado*. Tomo I, 11ª Edición Ajustada a La instruccion EH-80. Barcelona, Gustavo Gili.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A.; CABRE, M. (2000). *Hormigon Armado*. 14ª Edición Basada em EHE ajustada al Código Modelo y Eurocódig. Barcelona, Gustavo Gili.

MUNHOZ, F. S. (2004). *Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RAMOS, F. A. C. (2007). *Análise numérica de blocos sobre dez estacas: cálculo das reações de apoio*. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SCHAFER, K.; SCHLAICH, J. (1988). *Consistent design of structural concrete using strut and tie models*. In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS, 5., Rio de Janeiro, 1988. *Anais*. PUC/RJ.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K. (1991). *Design and detailing of structural concrete using strut and tie models*. The Structural Engineer, v.69, n.6, Mar.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K., JENNEWEIN, M. (1987). *Towards a consistent design of structural concrete*. PCI Journal, v.32, n.3, p.74-150, May-June.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. (2000). *Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado*. Projeto REENGE, São Carlos, EESC – USP.

SOUZA, R. A. (2005). *Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. 20p. BT/PEF/0501, São Paulo, EPUSP.

TAYLOR, H. P. J., CLARKE, J. L. (1976). *Some detailing problems in concrete frame structures*. The Structural Engineer, London, v.54, n. 1, p. 19-32, January.

TJHIN, T. N.; KUCHMA, D. (2002). *Computer-Based Tools for Design by Strut-and-Tie Method: Advances and Challenges*. ACI Structural Journal, p. 586-594, September-October.