

Diôgo Silva de Oliveira

Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto
armado sobre cinco e seis estacas

São Carlos

2013

Diôgo Silva de Oliveira

Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: José Samuel Giongo

Versão corrigida. O original se encontra disponível na Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

São Carlos

2013

Autorizo a reprodução total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

D418a de Oliveira, Diôgo Silva
Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas / Diôgo Silva de Oliveira; orientador José Samuel Giongo. São Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. concreto armado. 2. blocos sobre cinco estacas. 3. blocos sobre seis estacas. 4. método de bielas e tirantes. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **DIÔGO SILVA DE OLIVEIRA**.

Título da dissertação: "Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas".

Data da defesa: 27/03/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **José Samuel Giongo (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Associado **Marcio Roberto Silva Corrêa**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Angelo Rubens Migliore Junior**
(Centro Universitário de Lins/UNILINS)

aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

Protocolo nº 123456789
Data: 27/03/2013

Aos meus pais, Aldemir e Nilza, e
às minhas irmãs, Sabrina e
Suélem.

AGRADECIMENTOS

À Deus por ter me dado a oportunidade de viver, de aprender, de evoluir...

À Jesus por ser o meu guia em todos os instantes.

Aos meus pais, por terem sempre me apoiado em todas as minhas decisões. Por terem me fortalecido diante dos momentos difíceis. Por acreditarem na minha capacidade. E pelo amor incondicional que deles recebo em todos os momentos.

Às minhas irmãs, minhas amigas eternas.

Ao meu Orientador, Professor Dr. José Samuel Giongo, pela amizade. Por ter apostado em mim. Pela paciência e dedicação a este trabalho.

Aos amigos e colegas que dividiram momentos de alegria e dificuldades ao longo da realização deste trabalho.

Aos Engenheiros Civis Hidelbrando José F. Diógenes e Rodrigo Barros, pela ajuda com o programa computacional DIANA.

Aos professores e funcionários do Departamento de Estruturas, pela hospitalidade e pela ajuda recebida em vários instantes.

À CAPES e ao CNPq pelo auxílio financeiro oferecido por meio da bolsa de estudos.

RESUMO

DE OLIVEIRA, D. S. (2013). **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta pesquisa discorre a respeito do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco estacas, dispostas nos vértices de um trapézio, e sobre seis estacas, com o arranjo retangular, considerado pilar com força centrada. Foram estudados diversos métodos analíticos para o dimensionamento dos blocos, no intuito de avaliar a compatibilidade entre o comportamento dos blocos e as hipóteses de cada método. Foi desenvolvida análise numérica tridimensional utilizando programa baseado no método dos elementos finitos. Nos blocos estudados variou-se a deformabilidade do solo de apoio das estacas, por meio de molas elásticas, a seção transversal do pilar, considerando pilar quadrado e pilar retangular, as alturas dos blocos sobre estacas e a resistência do concreto. A configuração do fluxo de tensões, vista em perspectiva, indicou a formação de bielas comprimidas discretas ligando o pilar ao topo das estacas. Observou-se que quanto mais deformável for o solo, mais uniformes são as distribuições das reações entre as estacas e das tensões de tração nas barras das armaduras principais. Verificou-se que as configurações das bielas mudaram conforme se alterou a seção transversal do pilar, indicando a importância de se considerar esse aspecto no dimensionamento analítico dos blocos. A altura influenciou de maneira significativa na rigidez e na resistência dos blocos. No entanto, os blocos com grandes alturas não apresentaram bom comportamento estrutural e os blocos com pequenas alturas não indicaram boa distribuição das reações nas estacas, com as tensões de tração se concentrando entre as barras das armaduras entre as estacas mais próximas do pilar. Observou-se que o aumento da resistência do concreto acarretou no aumento da resistência dos blocos, porém não influenciou na rigidez de modo significativo. Os métodos analíticos que se baseiam nas verificações das resistências a momento fletor e à força cortante não foram compatíveis com o fluxo de tensões obtido, que por sua vez indicou melhor compatibilidade com o método de bielas e tirantes. Por fim, foi possível verificar a aplicabilidade de um método analítico, já existente, que emprega conceitos do método de bielas e tirantes, é simples e de fácil utilização

para o dimensionamento de blocos sobre cinco e seis estacas. Esse método considera a altura dos blocos por meio do ângulo de inclinação das bielas, a variação da seção transversal do pilar e diferentes arranjos para as estacas.

Palavras-chave: concreto armado; blocos sobre cinco estacas; blocos sobre seis estacas; método de bielas e tirantes.

ABSTRACT

DE OLIVEIRA, D. S. (2013). **Analysis of structural behavior of five and six reinforced concrete pile caps**. Dissertation (Master) - Engineering School of São Carlos, University of São Paulo.

This research treats about the structural behavior of reinforced concrete pile caps with five piles arranged at the trapezium vertices and with six piles in rectangular arrangement, considering centered load at column. Several analytical methods were studied for pile caps design in order to assess the compatibility between the pile caps behavior and assumptions of each method. A three-dimensional numerical analysis was developed using program based on finite element method. In pile caps studied, the deformability of soil of support piles were varied, through elastic springs, the column cross section, considering square and rectangular column, the pile caps height and the concrete resistances. The flow stress configuration, visualized in perspective, indicated the formation of discrete compressed struts connecting the column base to the piles top. It was observed that the more deformable is the soil, better uniform are the reactions distribution between the piles and tensile stresses in the main reinforcement bars. It was found that the struts settings changed with the variation of the cross section column, indicating the importance of this variable in the analytical pile caps design. The height of the pile caps significantly affects the stiffness and strength. However, the higher pile caps did not show good structural behavior and the smaller pile cap indicated poor reactions distribution in piles, with tensile stresses concentrated among the bars reinforcement between the piles closest to the column. It was observed that the increasing in the concrete strength resulted in a higher pile caps resistance, but did not influence the stiffness significantly. The analytical methods, which are based on the resistance verification of bending moment and shear force, are not compatible with the tension flow obtained, which indicated better compatibility with the strut and tie method. Finally, it was possible to verify the applicability of a well known analytical method which uses concepts of strut and tie method, which is simple and easy to apply for five and six pile caps. This method considers the height by means of the inclination angle of struts, the column cross section variation and different piles arrangements.

Keywords: reinforced concrete, five pile caps, six pile caps, strut and tie method

SUMÁRIO

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 19 |
| 1.1 | Considerações iniciais..... | 19 |
| 1.2 | Justificativa..... | 21 |
| 1.3 | Objetivo..... | 22 |
| 1.4 | Método..... | 23 |
| | | |
| 2 | PESQUISAS A RESPEITO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS | 25 |
| 2.1 | Considerações iniciais..... | 25 |
| 2.2 | Blévat e Frémy (1967)..... | 25 |
| 2.3 | Mautoni (1972)..... | 28 |
| 2.4 | Taylor e Clarke (1976)..... | 29 |
| 2.5 | Adebar, Kuchma e Collins (1990)..... | 30 |
| 2.6 | Miguel (2000)..... | 32 |
| 2.7 | Munhoz (2004)..... | 34 |
| 2.8 | Delalibera (2006)..... | 35 |
| 2.9 | Ramos (2007)..... | 36 |
| 2.10 | Park, Kuchma e Souza (2008)..... | 38 |
| 2.11 | Considerações parciais..... | 42 |
| | | |
| 3 | PROJETO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS | 47 |
| 3.1 | Considerações iniciais..... | 47 |
| 3.2 | Classificação dos blocos..... | 47 |
| 3.3 | Métodos de dimensionamento..... | 50 |
| 3.3.1 | Método do indicado no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)..... | 50 |
| 3.3.2 | Critérios de Calavera (1991)..... | 54 |
| 3.3.3 | Método de Fusco (1995)..... | 55 |
| 3.3.4 | Método do Concrete Design Handbook..... | 60 |
| 3.3.5 | Método de Blévat e Frémy (1967)..... | 66 |
| 3.3.6 | Critérios de Andrade (1989)..... | 72 |
| 3.3.7 | Método adaptado de Park, Kuchma e Souza (2008)..... | 77 |
| 3.4 | Teoria clássica de bielas e tirantes..... | 83 |
| 3.4.1 | Verificação das bielas..... | 86 |

| | | |
|------------|---|------------|
| 3.4.2 | Verificação dos nós | 91 |
| 3.4.3 | Dimensionamento dos tirantes | 94 |
| 3.5 | Disposições construtivas para blocos sobre estacas | 95 |
| 3.5.1 | Altura dos blocos | 95 |
| 3.5.2 | Ligação estaca bloco | 96 |
| 3.5.3 | Distância da face da estaca à extremidade do bloco | 96 |
| 3.5.4 | Espaçamento entre as estacas | 97 |
| 3.5.5 | Reações das estacas | 97 |
| 3.5.6 | Disposição das armaduras principais | 99 |
| 3.5.7 | Ancoragem das barras da armadura principal | 100 |
| 3.5.8 | Armaduras secundárias | 106 |
| 3.5.9 | Ancoragem das armaduras do pilar no bloco | 107 |
| 4 | BLOCOS SOBRE CINCO E SEIS ESTACAS | 109 |
| 4.1 | Considerações iniciais | 109 |
| 4.2 | Parâmetros avaliados nos blocos | 109 |
| 4.2.1 | Dimensões em planta dos blocos | 110 |
| 4.2.2 | Seções dos pilares | 110 |
| 4.2.3 | Alturas dos blocos | 111 |
| 4.2.4 | Materiais | 113 |
| 4.2.5 | Deformação do solo | 113 |
| 4.3 | Blocos analisados | 115 |
| 4.3.1 | Cálculos das resistências dos blocos | 117 |
| 4.3.2 | Armadura dos tirantes | 118 |
| 4.3.3 | Armadura dos pilares | 123 |
| 4.4 | Aspectos da modelagem em elementos finitos | 124 |
| 4.4.1 | Considerações iniciais | 124 |
| 4.4.2 | Programas computacionais DIANA e FX+ <i>for</i> DIANA | 125 |
| 4.4.3 | Modelo constitutivo do concreto | 128 |
| 4.4.4 | Modelos <i>Total Strain</i> | 133 |
| 4.4.5 | Modelo constitutivo do aço | 136 |
| 4.4.6 | Elementos finitos utilizados | 137 |
| 4.4.7 | Malha de elementos finitos | 138 |
| 4.4.8 | Condições de contorno | 140 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.4.9 | Análise não linear | 142 |
| 5 | RESULTADOS E ANÁLISES | 145 |
| 5.1 | Considerações iniciais..... | 145 |
| 5.2 | Análise da ruína dos blocos sobre estacas | 145 |
| 5.3 | Modelo numérico adotado para o concreto do pilar e das esatcas | 148 |
| 5.4 | Evolução do fluxo de tensões | 152 |
| 5.5 | Influência da deformabilidade do solo de apoio das estacas..... | 161 |
| 5.5.1 | Influência na distribuição das reações entre as estacas..... | 161 |
| 5.5.2 | Influência na resistência dos blocos | 164 |
| 5.5.3 | Influência na distribuição das tensões nas armaduras principais | 165 |
| 5.5.4 | Influência na configuração do fluxo de tensões | 168 |
| 5.6 | Influência da seção transversal do pilar..... | 171 |
| 5.6.1 | Influência na distribuição das reações entre as estacas..... | 172 |
| 5.6.2 | Influência na resistência dos blocos | 173 |
| 5.6.3 | Influência na distribuição das tensões nas armaduras principais | 174 |
| 5.6.4 | Influência na configuração do fluxo de tensões | 176 |
| 5.7 | Influência da altura do bloco | 179 |
| 5.7.1 | Influência na distribuição das reações entre as estacas..... | 179 |
| 5.7.2 | Influência na resistência dos blocos | 181 |
| 5.7.3 | Influência na distribuição das tensões nas armaduras | 182 |
| 5.7.4 | Influência na configuração do fluxo de tensões | 184 |
| 5.8 | Influência da resistência do concreto..... | 186 |
| 5.8.1 | Influência na distribuição das reações entre as estacas..... | 186 |
| 5.8.2 | Influência na resistência dos blocos | 188 |
| 5.8.3 | Influência na distribuição das tensões nas armaduras | 189 |
| 5.8.4 | Influência na configuração do fluxo de tensões | 191 |
| 5.9 | Análise dos resultados dos métodos analíticos..... | 193 |
| 5.9.1 | Considerações sobre o método indicado no boletim número 73 do CEB-FIP (1970)..... | 194 |
| 5.9.2 | Considerações sobre o método indicado por Calavera (1991) | 196 |
| 5.9.3 | Considerações sobre o método apresentado por Fusco (1995) | 197 |
| 5.9.4 | Considerações sobre o método do <i>Concrete Design Handbook</i> | 201 |
| 5.9.5 | Considerações sobre o método proposto por Andrade (1989) | 202 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 5.9.6 | Considerações sobre o método adaptado de Park, Kuchma e Souza (2008)..... | 205 |
| 5.9.7 | Considerações a respeito dos métodos de bielas e tirantes | 206 |
| 6 | CONCLUSÃO | 213 |
| | REFERÊNCIAS | 219 |
| | APÊNDICE A - Cálculo do coeficiente de mola | |

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais de fundação cuja finalidade é transmitir às estacas as ações oriundas da superestrutura, como mostrado na Figura 1.1. São elementos estruturais comumente encontrados em infraestruturas de obras como pontes e edifícios. O uso deste tipo de fundação se justifica quando as camadas superficiais do solo não são resistentes, sendo necessário atingir camadas mais profundas que sirvam de apoio à fundação.

O número de estacas no bloco depende da força na base do pilar e da capacidade portante da estaca escolhida, que por sua vez é função da capacidade geotécnica do solo e das condições disponíveis de construção. Geralmente, para blocos sobre poucas estacas, com até quatro estacas, costuma-se adotar o arranjo dispondo-as nos vértices de um polígono regular. Para blocos sobre várias estacas, é comum adotá-las igualmente espaçadas em um bloco de base retangular.

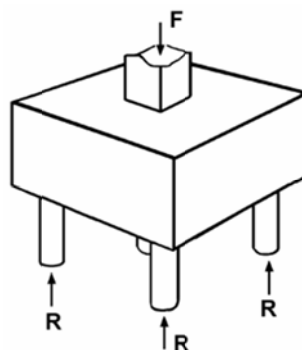


Figura 1.1 - Bloco sobre estacas [Delalibera (2006)]

Os blocos são estruturas de volume, em que todas as dimensões têm a mesma ordem de grandeza, o que torna seu funcionamento complexo. As vinculações das

estacas e do pilar no bloco e, a interação entre solo e estrutura, são problemas que agravam o grau de complexidade. Esses elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente, são de difícil inspeção visual quando em serviço, sendo assim, é importante o conhecimento de seu real comportamento.

As primeiras pesquisas na área tiveram o enfoque experimental e foram primordiais para o desenvolvimento dos primeiros métodos de dimensionamento. Com o avanço da tecnologia computacional e do Método dos Elementos Finitos, muitos trabalhos passaram a utilizar a modelagem numérica como um dos principais métodos para estudo dos blocos, porém, considerando o estudo experimental como referência.

Mesmo com o maior número de pesquisas na área, a maioria delas se concentra no estudo de blocos com número reduzido de estacas. Poucos são os estudos que apresentaram análise de blocos com mais de quatro estacas. Dentre esses trabalhos, pode-se citar Ramos (2007) que analisou as variáveis que afetam distribuição das reações de apoio em blocos sobre dez estacas.

Os métodos analíticos para o projeto de blocos disponíveis na literatura seguem, basicamente, duas vertentes. A primeira delas, e mais aceita no meio técnico, tem como base a teoria de bielas e tirantes, que representa o fluxo de tensões idealizado por um modelo de treliça. A estrutura interna é constituída por barras comprimidas e tracionadas, que são as bielas e os tirantes, interligadas por meio de nós. Esse método passou a ser mais utilizado após a pesquisa de Blévoit e Frémy (1967).

A segunda maneira de dimensionar os blocos consiste em associar o comportamento desses elementos à teoria de flexão de vigas. Apesar de estudos demonstrarem que essa opção não representa com fidelidade o comportamento dos blocos, os métodos baseados nesse princípio ainda são utilizados, pois são práticos e de fácil compreensão, como o método apresentado no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) que consiste na verificação da resistência ao momento fletor e à força cortante em seções de referência.

A ABNT NBR 6118:2007 considera os blocos sobre estacas como elementos especiais, que se caracterizam por um comportamento que não respeita a hipótese de que as seções permanecem planas depois de deformadas, por não serem

suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas. Classifica os blocos como rígidos ou flexíveis. Para cálculo e dimensionamento dos blocos, a norma brasileira recomenda o método de bielas e tirantes como melhor opção, por representar, de maneira mais adequada, a distribuição de forças pelos tirantes. Apesar da recomendação, a norma brasileira não fornece um roteiro para verificações e dimensionamento desses elementos.

Este estudo trata da análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas seguindo distribuições conforme Figura 1.2. Ao invés de as estacas estarem dispostas nos vértices de um pentágono ou hexágono regulares, elas foram dispostas em linhas. Para essa análise, o texto aborda os principais métodos analíticos para o projeto de blocos sobre várias estacas e apresenta o simulação numérica por meio do método dos elementos finitos analisando as variáveis que afetam o comportamento estrutural destes elementos.

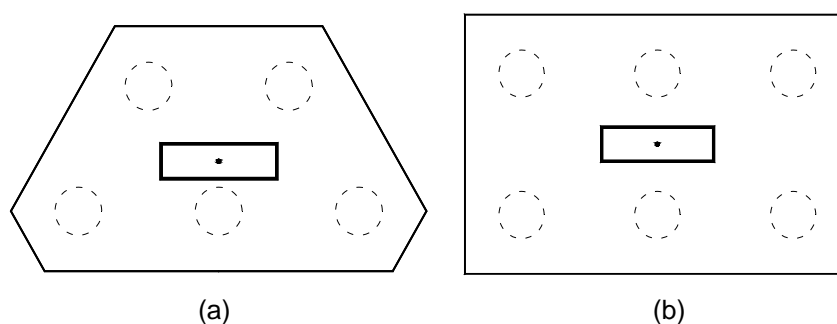


Figura 1.2 - Blocos: (a) trapézio com cinco estacas e (b) retângulo com seis estacas

1.2 Justificativa

Os modelos de cálculo para o dimensionamento de blocos baseiam-se em análises empíricas e em modelos teóricos com base em regras consensuais elaboradas pelos projetistas. Ainda não há consenso no meio técnico brasileiro a respeito do dimensionamento, principalmente, quando se tratam de situações de blocos sobre muitas estacas, ou quando as estacas não estão dispostas simetricamente ao eixo do pilar.

Dentre os tipos de blocos propostos nesta pesquisa, o bloco sobre cinco estacas dispostas em linhas, se torna uma alternativa vantajosa, do ponto de vista de

construção, se comparada com a do estaqueamento seguindo os vértices de um pentágono regular. Por ter um formato mais simplificado do que o pentágono, é mais fácil para montar as armaduras e a fôrma na obra. Além disso, apresenta economia de concreto.

De modo análogo ao que foi descrito para o bloco sobre cinco estacas, os blocos sobre seis estacas dispostas em linhas, também são uma alternativa vantajosa, se comparada à de blocos em forma de hexágono.

Do ponto de vista da verificação e do dimensionamento, a distribuição das estacas nos vértices de um pentágono ou hexágono regulares é, claramente, mais simples. Por se tratar de uma disposição simétrica em relação aos eixos do pilar, o modelo de treliça tridimensional também é simétrico. Sendo assim, vários pesquisadores propuseram modelos de bielas e tirantes para esta situação. Já para blocos em que as estacas não estão igualmente espaçadas do pilar, o comportamento estrutural é mais complexo e pouco conhecido. As intensidades das reações de apoio podem ter valores não uniformes, pois dependem da rigidez do bloco e da deformabilidade das estacas e do solo. Os métodos analíticos mais empregados para o dimensionamento de blocos retangulares são aqueles que se baseiam na teoria de flexão. Porém, Ramos (2007) demonstrou que a verificação da força cortante e do momento fletor em seções de referência, não são compatíveis com o real comportamento de uma região descontínua.

Ainda são poucos os estudos voltados para o desenvolvimento de teorias baseadas no método de bielas e tirantes, aplicada a blocos com várias estacas. Nos blocos rígidos, a transferência de forças se dá diretamente por meio de bielas comprimidas. Porém, não há trabalhos demonstrando a configuração dessas bielas em blocos sobre várias estacas, bem como não há consenso sobre os critérios de verificação das regiões nodais.

1.3 Objetivo

Esta pesquisa tem por objetivo estudar o comportamento estrutural de blocos de concreto armados sobre cinco estacas, dispostas em linhas de duas e três estacas

e, de modo análogo, estudar o comportamento estrutural de blocos sobre seis estacas, dispostas em duas linhas de três estacas.

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Analisar e comparar os processos analíticos de dimensionamento de blocos sobre várias estacas, disponíveis na literatura;
- Verificar os parâmetros que influenciam no comportamento estrutural dos blocos sobre cinco e seis estacas;
- Indicar os métodos para o dimensionamento, compatíveis com o comportamento estrutural dos blocos analisados.

1.4 Método

O método a ser empregado para a realização desta pesquisa consiste basicamente nas seguintes etapas:

- a) efetuar uma ampla revisão bibliográfica de pesquisas a respeito de blocos de concreto armado sobre estacas e investigar os métodos de dimensionamento de blocos sobre cinco, seis ou mais estacas, disponíveis na literatura;
- b) definir a geometria dos blocos e os parâmetros a serem analisados;
- c) verificar e dimensionar os blocos com base nos métodos analíticos consultados;
- d) comparar os resultados dos dimensionamentos e verificações, com base nos métodos analíticos abordados;
- e) realizar análise numérica dos blocos, por meio de programas computacionais baseados no método dos elementos finitos;
- f) analisar os fluxos de tensões, as tensões nas armaduras e a distribuição das reações das estacas, obtidos por meio da análise numérica dos blocos;
- g) verificar a compatibilidade entre os métodos analíticos abordados e resultados obtidos por meio da análise numérica dos blocos;

- h) com base nos resultados obtidos, indicar quais são os métodos analíticos mais adequados para o dimensionamento e verificação dos blocos em estudo.

2 PESQUISAS A RESPEITO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

2.1 Considerações iniciais

Neste item são apresentadas algumas das principais pesquisas, que tiveram como finalidade, compreender o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas. Optou-se por expor os trabalhos na ordem cronológica em que foram publicados.

Para melhor compreensão do texto, é importante lembrar que o termo original em inglês, *strut-and-tie method*, deveria ser traduzido para português como método de escoras e tirantes. Uma vez que escoras se referem exclusivamente a campos de tensões de compressão e as bielas podem fazer referência tanto a campos de tensões de compressão quanto de tração. Porém, no Brasil, muitos autores e até a ANBT NBR 6118:2007, adotam o termo “método de bielas e tirantes”, tomando biela como referência somente campos de tensões de compressão, e esta opção também será mantida neste texto.

2.2 Blévote e Frémy (1967)

Blévote e Frémy (1967) realizaram ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, totalizando mais de cem modelos ensaiados. Os principais objetivos foram: determinar os coeficientes de segurança que conduziam à aplicação adequada do método das bielas, analisar as diversas disposições de armaduras e verificar os modos de ruína dos blocos.

Para blocos sobre duas estacas foram analisados dois arranjos de armaduras, como mostrado na Figura 2.1.

Blévet e Frémy (1967) observaram que a ruína ocorreu por ruptura das bielas de concreto junto das estacas, junto aos pilares, ou simultaneamente. Nos modelos com barras nervuradas sem ganchos, houve escorregamento das barras, o que não ocorreu nos modelo com barras lisas com ganchos. Os pesquisadores concluíram que as bielas comprimidas têm que ser dimensionadas considerando o ângulo de inclinação de $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

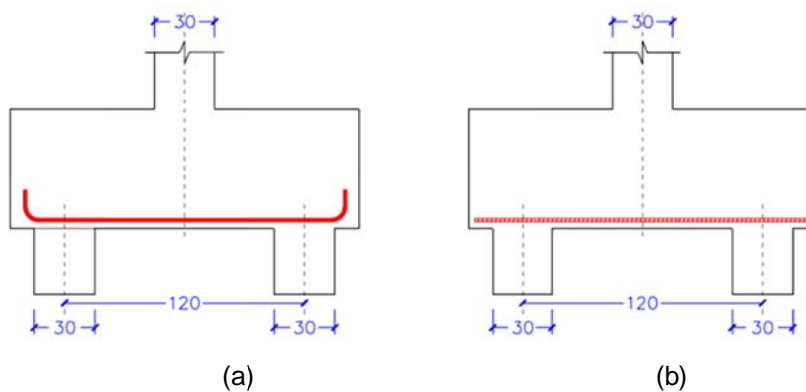


Figura 2.1 - Armaduras dos blocos com duas estacas: (a) barras lisas com gancho, (b) barras com nervuras e sem ganchos

[adaptado de Blévet e Frémy (1967)]

Blévet e Frémy (1967) ensaiaram blocos sobre três estacas com cinco diferentes disposições de armaduras, mostradas na Figura 2.2.

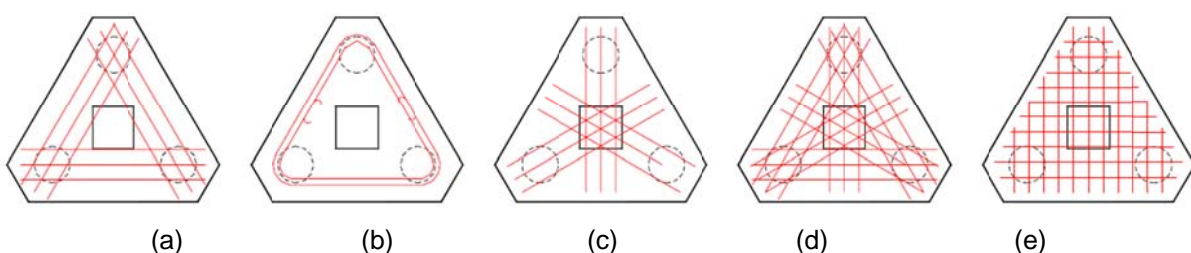


Figura 2.2 - Arranjo de armaduras: (a) segundo os lados, (b) em laço, (c) segundo as medianas, (d) combinando (a) e (c), (e) uniformemente distribuída

[adaptado de Blévet e Frémy (1967)]

Na maioria dos modelos, a ruína ocorreu por tensões de tração no concreto, ocorrendo fissuração na região das estacas. Os quatro primeiros modelos tiveram bom desempenho, sendo que a armadura segundo os lados foi mais eficiente. O bloco com armadura uniformemente distribuída apresentou força última 50% menor

que a prevista. Com relação às fissuras, os blocos armados segundo os lados e com laços apresentaram melhor eficiência em relação às faces laterais, porém foram menos eficientes quanto à fissuração na face inferior do bloco.

Nos blocos com bielas inclinadas entre 40° e 55° as forças últimas obtidas nos ensaios foram maiores que as previstas pelo método de bielas e tirantes, e aconteceram após o escoamento da armadura. Para inclinações fora desse intervalo, as forças últimas foram menores.

Blévoit e Frémy (1967) ensaiaram blocos sobre quatro estacas com cinco diferentes disposições de armaduras, mostradas na Figura 2.3.

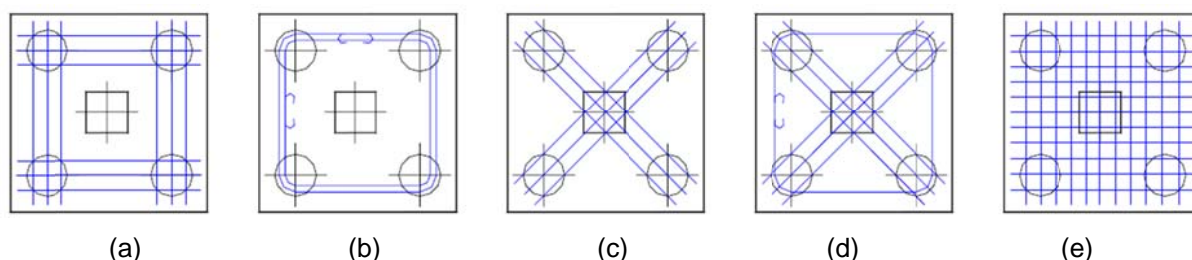


Figura 2.3 - Arranjo de armaduras: (a) segundo os lados, (b) em laço, (c) segundo as medianas, (d) combinando (b) e (c), (e) uniformemente distribuída
[adaptado de Blévoit e Frémy (1967)]

Os pesquisadores constataram que os quatro primeiros modelos foram igualmente eficientes. Os blocos com armadura uniformemente distribuída romperam com 80% da força última dos blocos com armadura segundo os lados. O modelo com armadura segundo as diagonais apresentou maior número de fissuras para forças muito aquém da força última. O modelo com armadura em laços apresentou muitas fissuras na face inferior do bloco, mostrando a necessidade de dispor armadura distribuída para combater a fissuração. Em todos os modelos sobre quatro estacas observou-se que a ruína ocorreu a partir de fissuras formadas junto às estacas e não ocorreu ruína por punção. Por fim, foi verificado que o modelo de bielas e tirantes estava coerente com os valores obtidos nos ensaios.

Ao final da pesquisa, apresentaram roteiros para os projetos de blocos sobre duas, três e quatro estacas utilizando a teoria de bielas e tirantes. Também apresentaram o roteiro para cálculo de blocos sobre cinco e seis estacas a partir de uma associação ao modelo dos blocos sobre quatro estacas.

2.3 Mautoni (1972)

Mautoni (1972) ensaiou blocos sobre dois apoios com o objetivo de estudar os mecanismos de ruína e determinar os valores das forças últimas, tendo em vista a ruptura das bielas. Ensaiou 20 blocos variando o arranjo das armaduras, que foram de dois tipos: barras em laços contornando as estacas e barras de armadura com ganchos semicirculares que se estendem até a face superior do bloco (ver Figura 2.4).



Figura 2.4 - Ruptura de bloco com dois apoios e ancoragem da armadura principal
[Mautoni (1972)]

Para o bloco com armadura, conforme mostrado na Figura 2.4, Mautoni (1972) observou que houve destacamento da armadura na parte inferior ocasionando alteração da superfície de fratura. Porém, não houve alteração da força de ruína em virtude da ancoragem. Nos blocos com armadura em laço, a ruína ocorreu por ruptura da biela de concreto, com deslocamento relativo entre as partes do bloco.

As principais conclusões do trabalho para um bloco sobre dois apoios foram: o estabelecimento de um método para determinar a força de ruína do bloco e o entendimento do mecanismo de colapso. A ruína dos modelos ocorreu sempre por ruptura da biela de compressão com plano de fratura entre a face interna da estaca e a face do pilar. Em todos os blocos ensaiados, a força de ruína foi muito próxima da prevista. A média das eficiências dos blocos em relação ao calculado foi praticamente 1,0.

2.4 Taylor e Clarke (1976)

Taylor e Clarke (1976) ensaiaram blocos quadrados sobre quatro estacas com o intuito de verificar a influência do detalhamento da armadura no comportamento desses elementos.

Foram verificados três diferentes arranjos das armaduras, como mostrado na Figura 2.5. Foram adotados quatro diferentes tipos de ancoragem, apresentados na Figura 2.6.

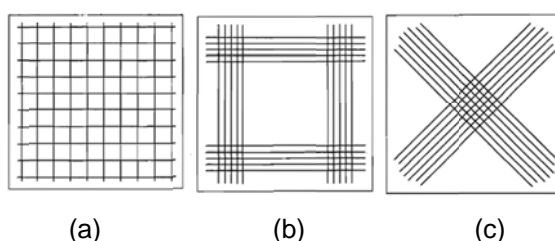


Figura 2.5 - Arranjo das armaduras: (a) armadura uniformemente distribuída, (b) armadura segundo os lados, (c) armadura segundo as diagonais

[Taylor e Clarke (1976)]

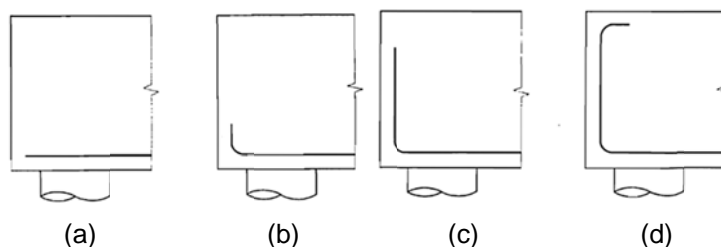


Figura 2.6 - Ancoragem das barras das armaduras principais: (a) reta, (b) gancho curto, (c) gancho até a face superior do bloco, (d) gancho até a face superior do bloco mais gancho na extremidade

[Taylor e Clarke (1976)]

De modo geral, todos os blocos apresentaram comportamento semelhante nas fases iniciais dos ensaios, com fissuras verticais se formando nas linhas de eixo das estacas, nas quatro faces do bloco. Na maioria dos casos a ruína se deu por cisalhamento. Foram observados dois modos de ruína por cisalhamento: uma foi semelhante ao cisalhamento em uma viga e outra foi por punção, com fissuras inclinadas na face inferior do bloco (Figura 2.7).

Os blocos com armaduras segundo os lados, apresentaram forças últimas cerca de 15% maiores que os blocos com barras de armaduras uniformemente distribuídas.

Os blocos com armadura segundo as diagonais tiveram praticamente a mesma força de ruína que os blocos com armadura uniformemente distribuída.

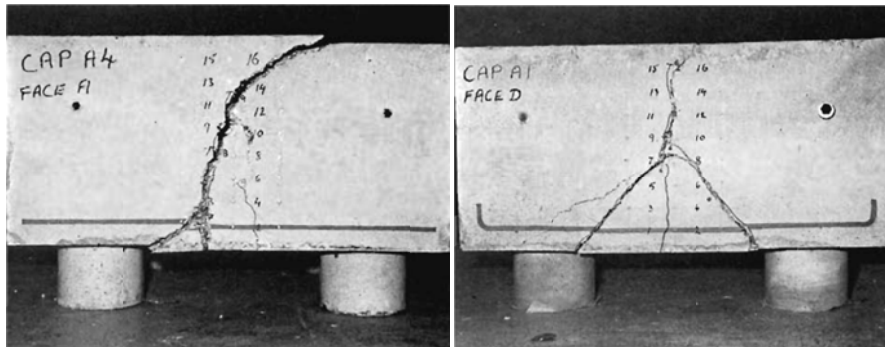


Figura 2.7 - Modos de ruptura dos blocos
[Taylor e Clarke (1976)]

No caso da armadura uniformemente distribuída, o tipo de ancoragem teve influência mais acentuada nas forças de ruína. A ancoragem com gancho prolongado até a face superior aumentou a força de ruína em aproximadamente 30%. Taylor e Clarke (1976) atribuíram esse aumento ao fato de a armadura trabalhar como armadura de suspensão, e não por causa da ancoragem. Nos blocos em que a barras foram dobradas e prolongadas até a face superior do bloco, com um gancho na extremidade, não houve aumento de força última.

2.5 Adebar, Kuchma e Collins (1990)

Adebar, Kuchma e Collins (1990) realizaram ensaios em seis blocos de concreto armado sobre quatro e seis estacas, com a finalidade de observar a viabilidade do modelo tridimensional de bielas e tirantes para blocos sobre estacas (Figura 2.8).

Foram variados os tipos de arranjo das armaduras, como mostrado na Figura 2.8. O bloco A foi dimensionado de acordo com os critérios do ACI 318:83. Os blocos B, C e D foram dimensionados pelo método das bielas, sendo que o bloco D possuía o dobro da armadura de B. O bloco E tinha as mesmas características de D, mas com armadura distribuída segundo o ACI 318:83. O bloco F tinha as mesmas armaduras que o bloco D, porém com a forma indicada na Figura 2.8F. Por causa desses cantos de concreto que foram retirados, o ACI 318:83 sugere que o bloco F tem uma

força de ruína bem menor que o bloco D. O método das bielas sugere que os blocos D e F tenham essencialmente a mesma força.

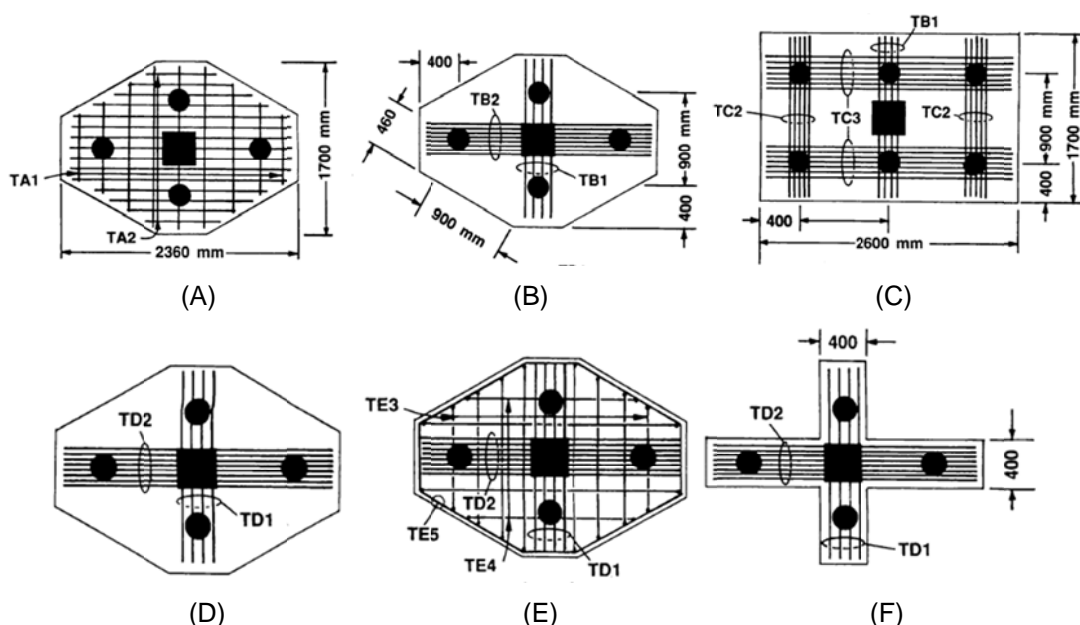


Figura 2.8 - Blocos com cinco e seis estacas e os respectivos arranjos das armaduras
[Adebar, Kuchma e Collins (1990)]

Os pesquisadores observaram que o bloco A apresentou ruína com aproximadamente 83% da força prevista, sendo que a ruína se deu em forma de cone e a armadura de flexão sofreu escoamento antes da ruína do concreto. O Bloco B resistiu a uma força 10% maior que a prevista, sendo que o tirante não apresentou escoamento das barras na direção de maior distância entre as estacas.

Nos blocos B e C as reações das estacas não tiveram valores uniformes, as estacas mais próximas receberam maior parcela de força. Para o Bloco C a deformação do tirante entre as duas estacas centrais atingiu a deformação limite de escoamento e a ruína ocorreu com aproximadamente 96% da força prevista.

Nos blocos D e E a ruína se deu pela formação de uma superfície semelhante a um cone de punção. O bloco E foi mais resistente que o D por causa da armadura distribuída acrescida à armadura concentrada sobre as estacas. O modelo F se comportou como duas vigas interceptadas ortogonalmente pelo meio, sendo que a ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento, sem escoamento das barras das armaduras.

O ACI 318:83 sugere que o procedimento usual para o dimensionamento à flexão, com a hipótese das seções planas de deformação, pode ser aplicado para o cálculo da armadura longitudinal de blocos. Adebar, Kuchma e Collins (1990) verificaram que o modelo do ACI 318:83 não foi compatível com os resultados experimentais, pois as deformações por compressão não foram uniformes, indicando que a teoria de bielas e tirantes representou de maneira mais adequada o comportamento estrutural dos blocos.

Com base nos resultados experimentais Adebar, Kuchma e Collins (1990) sugeriram um modelo refinado de biela e tirantes para dimensionamento de blocos sobre estacas. O modelo considera que as tensões de compressão na biela de concreto se expandem, dando origem a tensões de tração perpendiculares ao eixo de biela, como mostrado na Figura 2.9. Logo, os pesquisadores sugeriram um tirante perpendicular à biela, para absorver essas tensões. O tirante pode ser de concreto, desde que seja respeitada a resistência à tração.

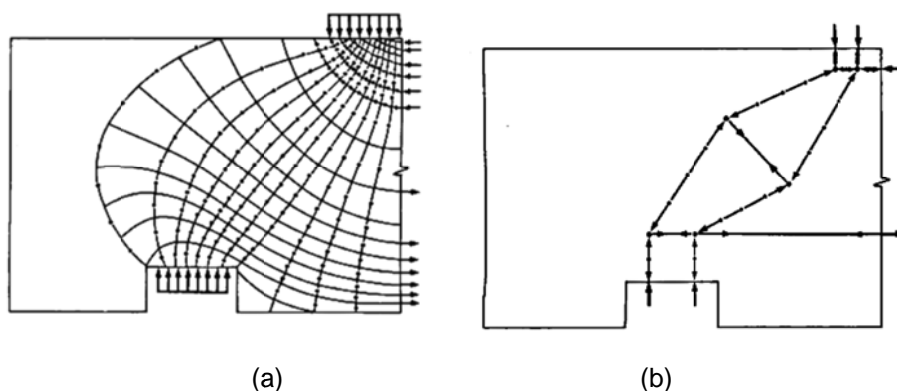


Figura 2.9 - (a) expansão do fluxo de tensões no bloco, (b) modelo de treliça proposto
[Adebar, Kuchma e Collins (1990)]

2.6 Miguel (2000)

Miguel (2000) realizou análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre três estacas submetidos à ação de força centrada. O objetivo principal foi verificar a formação de fissuras e o modo de ruína. Os modelos foram ensaiados em escala natural. A análise numérica foi realizada pelo Método dos Elementos Finitos, considerando não linearidade, porém sem levar em conta as barras das armaduras.

Na Tabela 2.1 são mostradas as séries de blocos de acordo com o arranjo das armaduras. Foram adotados dois grupos de blocos, de acordo com o diâmetro das estacas.

Tabela 2.1 - Arranjo das armaduras dos blocos [Miguel (2000)]

| Série | Grupo 1 - B30 (D = 30 cm) | Grupo 2 - B20 (D = 20 cm) | |
|------------------------|---|---------------------------|---------|
| série A1 (3 blocos) | Armadura principal unindo as estacas | | |
| | B30A1/1 | B20A1/1 | B20A1/2 |
| série A2 (2 blocos) | Armadura principal + Armadura passando pelo pilar | | |
| | B30A2 | B20A2 | |
| série A3 (2 blocos) | Armadura principal + Armadura em malha | | |
| | B30A3 | B20A3 | |
| série A4 (2 blocos) | Armadura principal + Armadura em "gaiola" | | |
| | B30A4 | B20A4 | |

Miguel (2000) observou várias influências causadas pela redução do diâmetro das estacas. De maneira geral, os blocos com estacas de maior diâmetro conduziram ao desenvolvimento de maiores tensões de compressão e deformações, nas bielas comprimidas e na zona nodal superior, além de maiores deformações nas armaduras. Consequentemente, esses blocos tiveram o maior valor das forças últimas. Já para blocos com estacas de menor diâmetro, observou-se maiores deformações causadas por tensões de tração transversal nas bielas.

Quanto ao arranjo das armaduras, Miguel (2000) observou que os blocos das séries A2 e A4 apresentaram as maiores forças últimas, independente da redução do diâmetro das estacas. Nos modelos da série A4, as armaduras também auxiliaram na redução da abertura das fissuras. Já nos blocos da série A3 houve redução da fissuração na base, sem redução nas faces laterais.

Todos os modelos romperam por tração nas bielas (fendilhamento), junto com o escoamento das barras das armaduras principais e secundárias.

Miguel (2000) constatou que a distribuição das forças nas estacas não foi uniforme em nenhum dos modelos ensaiados. As estacas de número 1 (Figura 2.10) receberam menores valores da ação aplicada em relação às estacas de números 2 e 3, mesmo considerando o pilar no centro geométrico das estacas.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, Miguel (2000) afirmou que o método das bielas desenvolvido por Blévoit e Frémy (1967) apresentou margem de segurança mínima de 12%.

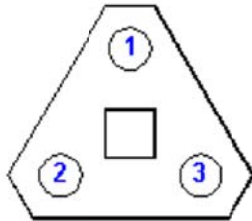


Figura 2.10 - Bloco com três estacas
[adaptado de Miguel (2000)]

Miguel (2000) sugeriu os seguintes valores limites das tensões nas zonas nodais para que não ocorra fendilhamento das bielas comprimidas:

- $\sigma_{ns} \leq 0,40 f_{cm}$;
- $\sigma_{ni} \leq 0,50 f_{cm}$ (para blocos com estacas de 20 cm de diâmetro);
- $\sigma_{ni} \leq 0,30 f_{cm}$ (para blocos com estacas de 30 cm de diâmetro);

sendo:

σ_{ns} - a tensão limite de compressão do concreto no nó junto ao pilar;

σ_{ni} - a tensão limite de compressão do concreto no nó junto às estacas;

f_{cm} - a resistência média de compressão do concreto.

2.7 Pesquisa de Munhoz (2004)

Munhoz (2004) fez análise numérica de blocos com número de estacas variando de um a cinco, submetidos à ação de força centrada. Na análise numérica, o comportamento dos materiais foi adotado como elástico linear.

Para blocos com duas, três e quatro estacas Munhoz (2004) sugere a necessidade de verificar a tração perpendicular às bielas comprimidas, por meio de um tirante adicional, que pode ser de armadura ou concreto. Além disso, o modelo de treliça

deve ser diferente conforme a seção do pilar, indicando que a consideração de uma seção quadrada equivalente pode apresentar resultados conservadores.

No caso de blocos sobre cinco estacas, a disposição das estacas segundo os vértices de um quadrado e uma estaca no centro geométrico deve ser evitada, visto que a estaca central recebe a maior parte da força aplicada. Para que as estacas tenham valores uniformes das reações, a altura do bloco acabaria por inviabilizar a sua construção. Aumentando muito a altura, ficaria descaracterizado o comportamento estrutural como bloco sobre estacas, assemelhando-se mais a uma viga-parede. Outra maneira de se considerar a redistribuição das forças nas estacas, conduzindo a valores mais uniformes das reações, é a consideração da deformabilidade do solo e da rigidez do bloco. Porém, ainda não há métodos analíticos que permitem adotar esses aspectos de uma maneira simples e prática no dimensionamento de blocos sobre cinco ou seis estacas.

2.8 Delalibera (2006)

Delalibera (2006) realizou ensaio experimental em blocos com duas estacas e fez análise numérica, por meio do Método dos Elementos Finitos.

O autor verificou que as variáveis que mais influenciaram no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas foram: o ângulo de inclinação das bielas, a área da seção transversal do pilar e a excentricidade da força solicitante.

Todos os blocos ensaiados apresentaram os mesmos modos de ruína, que foi por ruptura da biela comprimida junto ao pilar e/ou junto à estaca. Os blocos com pilares de maior seção transversal apresentaram maior capacidade portante. Os modelos com maior altura, mais rígidos, também suportaram maior força última quando comparados com os modelos de menor rigidez. Os blocos construídos e ensaiados com força vertical excêntrica apresentaram menor capacidade portante.

Delalibera (2006) verificou que o tirante adicional (Figura 2.11) perpendicular à biela comprimida aumentou de maneira significativa a capacidade portante dos blocos.

Quanto à ancoragem das barras, o pesquisador constatou que os ganchos não tiveram influência no comportamento estrutural dos blocos. Recomendou que o início de ancoragem das barras pode ser considerado a partir da face da estaca mais afastada da borda do bloco, considerando a força a ancorar igual à força no tirante.

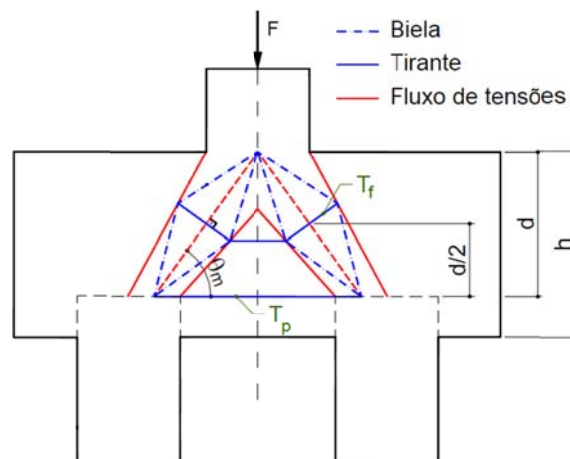


Figura 2.11 - Modelo de treliça refinado
[Delalibera 2006]

2.9 Ramos (2007)

Ramos (2007) realizou análise numérica de blocos rígidos retangulares sobre dez estacas. As dimensões dos blocos em planta estão mostradas na Figura 2.12. A altura variou em 80 cm, 115 cm e 200 cm. Na maior parte dos blocos analisados, a resistência característica do concreto foi de 25 MPa, sendo que para apenas um bloco de 115 cm de altura, a resistência do concreto variou de 20 MPa até 40 MPa. O diâmetro das estacas foi fixado em 35 cm.

A análise numérica considerou a não linearidade física dos materiais. Foram utilizadas apenas armaduras principais na face inferior do bloco e as armaduras do pilar e das estacas. O pesquisador simulou a vinculação das estacas por meio de molas equivalentes na base das estacas para solos do tipo deformável ou indeformável. Foram analisados 32 blocos, divididos em quatro casos de carregamento, como mostrado na Tabela 2.2.

O método analítico adotado foi o indicado no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) que compreende basicamente a verificação da resistência à força cortante e ao momento fletor em seções de referência.

Ramos (2007) concluiu que os resultados obtidos, por meio da análise numérica, apresentaram grande diferença dos valores calculados analiticamente. De acordo com o pesquisador, o método de cálculo não leva em conta a altura do bloco nem o tipo de vinculação das estacas no solo.

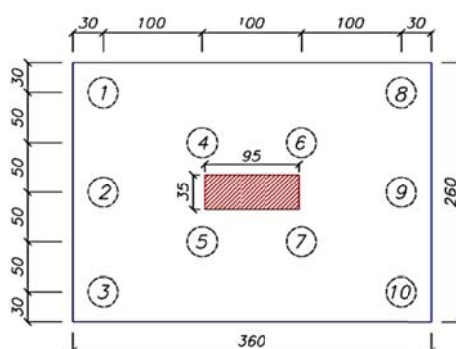


Figura 2.12 - Bloco com dez estacas em planta

[Ramos (2007)]

Tabela 2.2 - Casos de carregamento dos blocos [Ramos 2007]

| CASO | Força Vertical | M. na direção x | Exc. em x | M. na direção y | Exc. em y |
|------|-----------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| 1 | F_V (3000 kN) | - | - | - | - |
| 2 | F_V (3000 kN) | 600 kN.m | 20 cm | 300 kN.m | 10 cm |
| 3 | F_V (3000 kN) | 960 kN.m | 32 cm | 480 kN.m | 16 cm |
| 4 | F_V (3000 kN) | 1500 kN.m | 50 cm | 750 kN.m | 25 cm |

Ramos (2007) observou que a resistência característica à compressão do concreto mostrou não ter influência na determinação da rigidez dos blocos, sendo mais importante o tipo de vinculação empregado e a altura dos blocos, como mostrado na Figura 2.13. Com o aumento da altura, houve uma tendência de uniformização das reações das estacas, com pode ser visto na Figura 2.14.

Na pior situação, houve variação de mais de 200% nas reações das estacas comparando com os valores obtidos analiticamente, quando o solo foi considerado indeformável. O pesquisador também verificou que as estacas mais próximas ao pilar recebem uma maior parcela da ação solicitante.

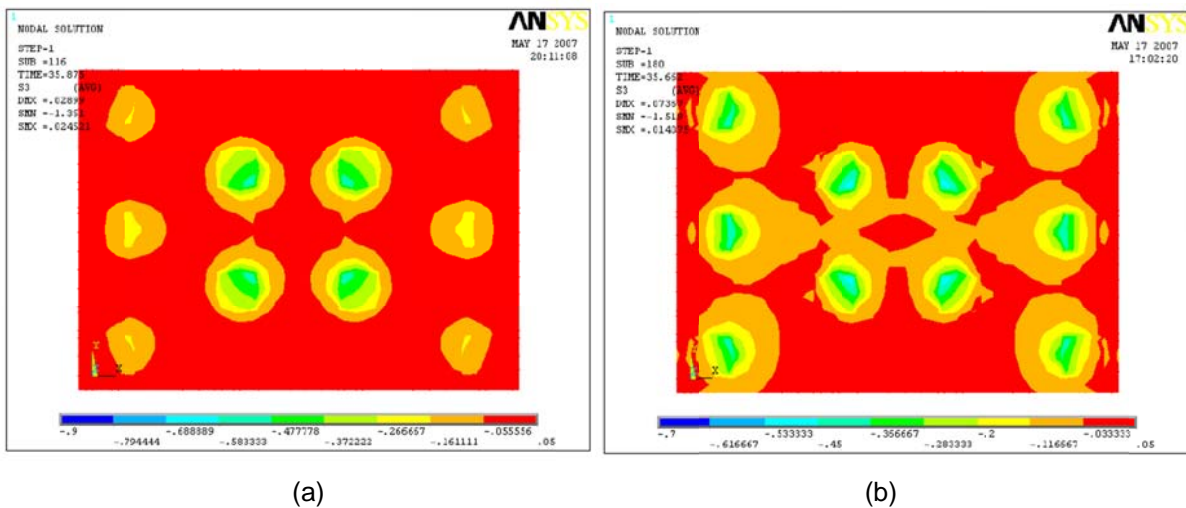


Figura 2.13 - Campos de tensão de compressão a 10 cm da base de blocos com 80 cm de altura, considerando solo: (a) indeformável, (b) deformável

[Ramos 2007]

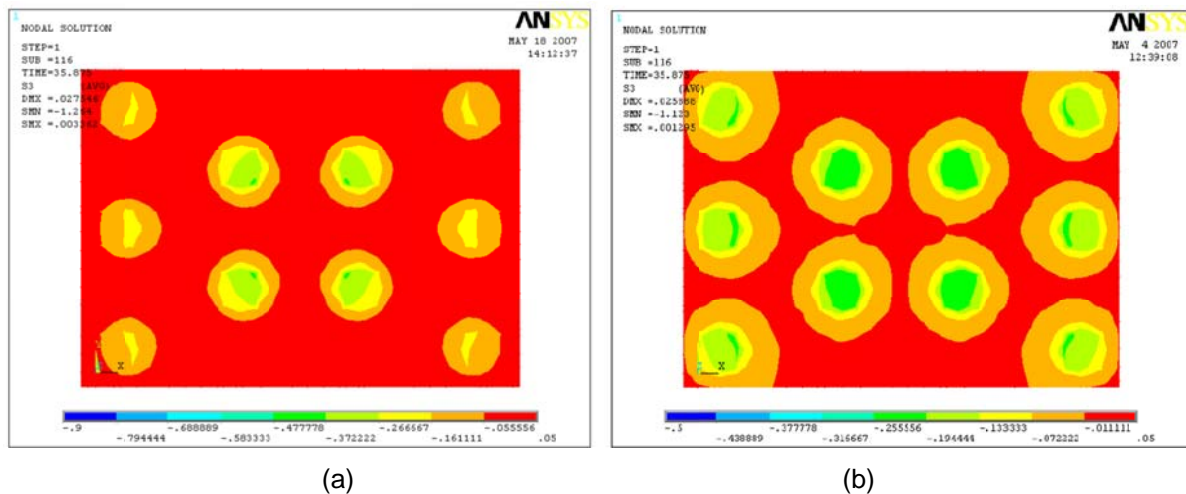


Figura 2.14 - Campos de tensão de compressão a 10 cm da base de blocos considerando solo indeformável, sendo a altura dos blocos: (a) 115 cm, (b) 200 cm

[Ramos 2007]

2.10 Park, Kuchma e Souza (2008)

Park, Kuchma e Souza (2008) propuseram um método de verificação de blocos sobre estacas, com base na teoria de bielas e tirantes. O método considera a ruptura do concreto na zona de compressão junto ao pilar e a perda de rigidez das bielas por efeito do “amolecimento” ou “encruamento negativo” do concreto.

Para analisar o método proposto, os pesquisadores consideraram uma base de dados de blocos sobre quatro estacas, ensaiados por outros pesquisadores. No

entanto, indicaram que esse método pode ser estendido para outros tipos de blocos. Todos os blocos analisados pelos pesquisadores tinham o ângulo entre as bielas e tirantes maior que 25°.

Os resultados experimentais também foram comparados com outros cinco métodos de dimensionamento, consolidados no meio técnico internacional. Esses métodos foram: critérios para o dimensionamento de sapatas da norma americana ACI 318:99 que considera a verificação em seções críticas de cisalhamento; os critérios do CRSI *Handbook* (2002) que também considera a verificação do cisalhamento em seções críticas; o modelo de bielas e tirantes do Apêndice A do ACI 318:05; o modelo de bielas e tirantes da norma canadense CSA A23.3:04; e, o modelo de bielas e tirantes com os critérios de proposto por Adebar e Zhou (1996). Nos gráficos da Figura 2.15 são apresentadas as comparações entre resultados de ensaios experimentais e valores teóricos das verificações dos blocos analisados.

Nos gráficos da Figura 2.16 são apresentadas essas comparações, feitas apenas com os blocos que romperam por cisalhamento ou por compressão das bielas.

Park, Kuchma e Souza (2008) concluíram que os critérios do ACI 318:99 para a verificação de sapatas e o método do CRSI *Handbook* (2002) foram os mais conservadores, porém em alguns casos, foram contra a segurança em blocos que apresentaram ruína por cisalhamento. O apêndice A do ACI 318:05 e o modelo de bielas e tirantes da CSA A23.3:04 em geral, foram conservadores, porém os critérios desses métodos também foram contra a segurança em alguns blocos que tiveram ruína por cisalhamento. O modelo de Adebar e Zhou (1996) apresentou média contra a segurança na verificação dos blocos que tiveram ruína por cisalhamento. O método proposto se mostrou pouco conservador quando foram analisados todos os blocos, porém se mostrou mais preciso no dimensionamento de blocos que apresentaram ruína por cisalhamento, praticamente sem apresentar valores contra a segurança.

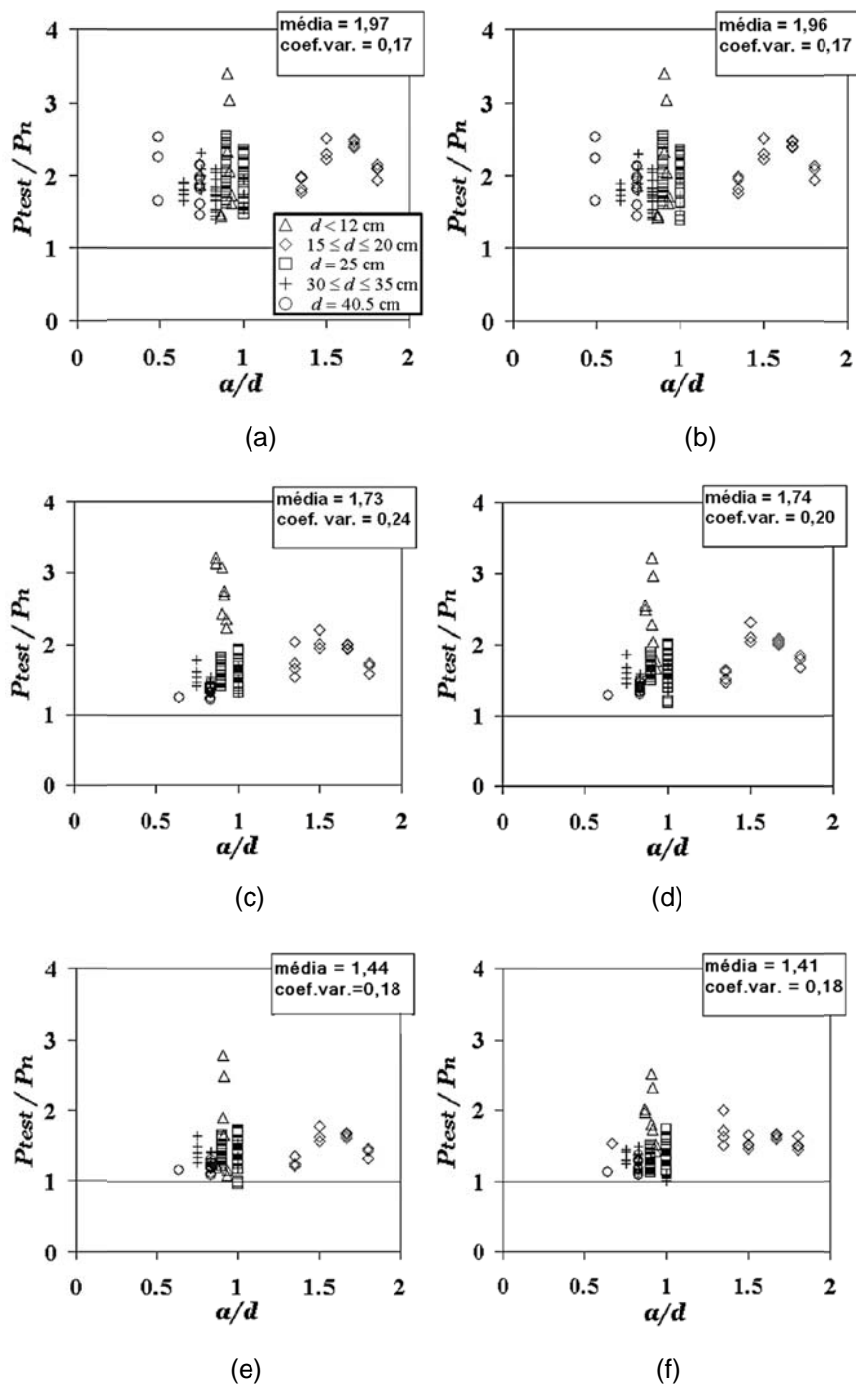


Figura 2.15 - Relação entre a capacidade de ensaio e a força prevista, em função da relação entre o afastamento das estacas e a altura útil do bloco. Métodos: (a) ACI 318:99, (b) CRSI *Handbook* (2002), (c) modelo de bielas e tirantes do ACI 318:05, (d) modelo de bielas e tirantes da CSA A23.3:04, (e) Adebar e Zhou (1996), (f) método proposto por Park, Kuchma e Souza (2008).

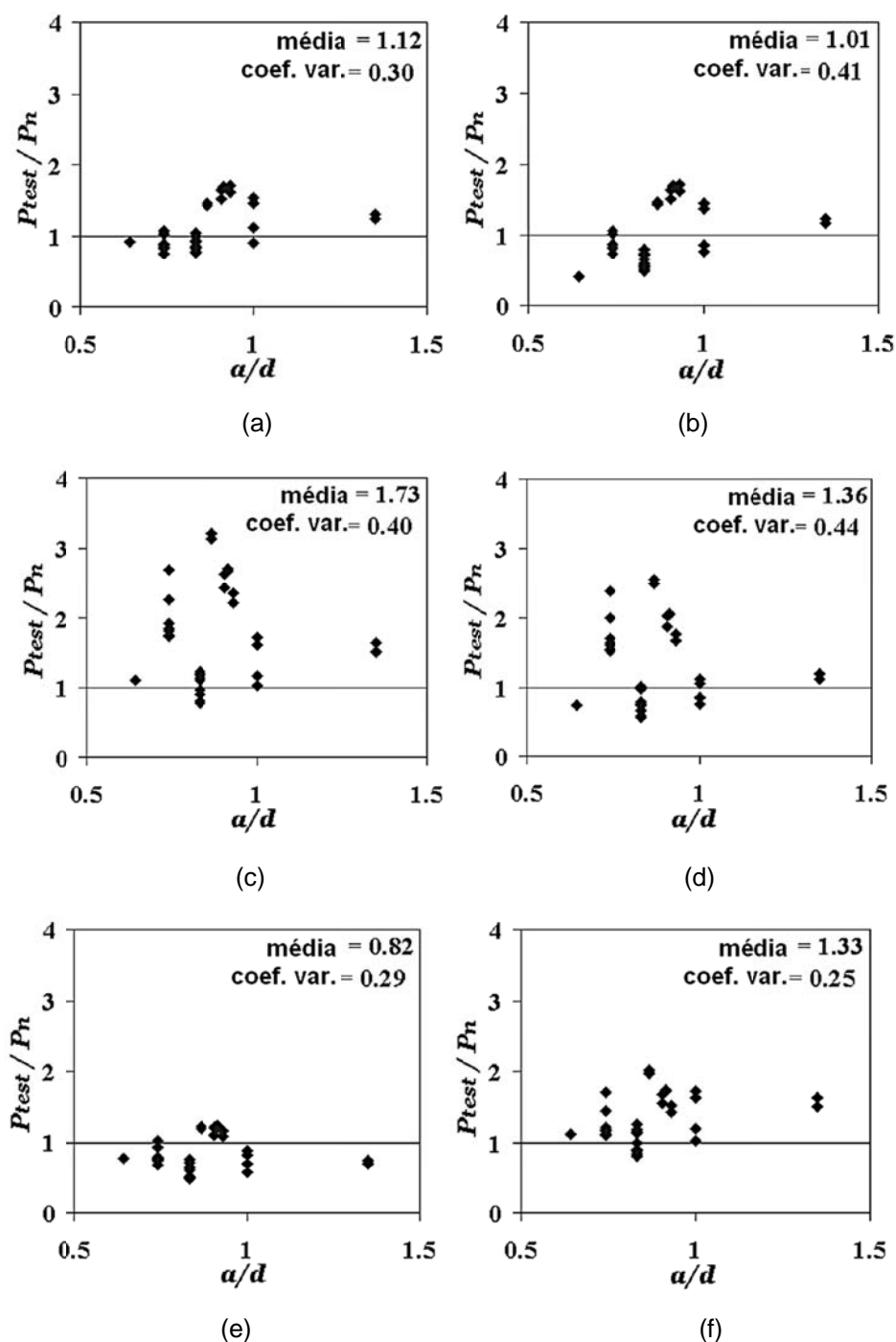


Figura 2.16 - Relação entre a capacidade de ensaio e a força prevista, em função da relação entre o afastamento das estacas e a altura útil do bloco. Apenas blocos que tiveram ruptura por cisalhamento. Métodos: (a) ACI 318:99, (b) CRSI *Handbook* (2002), (c) modelo de bielas e tirantes do ACI 318:05, (d) modelo de bielas e tirantes do CSA A23.3:04, (e) Adebar e Zhou (1996), (f) método proposto por Park, Kuchma e Souza (2008).

2.11 Considerações parciais

A importância dos resultados apresentados por Blévo e Frémy (1967), fez com que essa pesquisa se tornasse a base para a maioria das formulações para dimensionamento de blocos. As resistências medidas durante os ensaios possibilitaram a criação de coeficientes para a verificação das regiões nodais nos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre uma a quatro estacas. Porém, o trabalho de Blévo e Frémy (1967) ficou limitado a blocos até quatro estacas, com estaqueamento formando um polígono regular. Além disso, o método é limitado a pilares com seção transversal quadrada.

Quanto aos métodos de dimensionamento, em todos os trabalhos foi constatada a compatibilidade da teoria de bielas e tirantes com o comportamento dos blocos sobre estacas. Sendo que Adebar, Kuchma e Collins (1990) e Ramos (2007) verificaram que os métodos que associam o comportamento dos blocos ao de uma viga, com verificação da força cortante e momento fletor, em seções de referência, não foram compatíveis com os resultados encontrados em ensaios e análises numéricas, respectivamente. Park, Kuchma e Souza (2008) observaram que os métodos baseados no modelo de flexão foram os mais conservadores no cálculo da capacidade portante dos blocos sobre estacas. Todos esses trabalhos conduzem à necessidade de aprimorar os métodos de bielas e tirantes, para blocos sobre estacas, principalmente para casos em que as estacas não estão equidistantes do pilar.

Quanto ao aperfeiçoamento do método de bielas e tirantes para o projeto de blocos sobre estacas, Adebar, Kuchma e Collins (1990) sugeriram um modelo de treliça, que considera a expansão das tensões de compressão ao longo da biela idealizada por meio de um tirante transversal adicional. Posteriormente, Munhoz (2004) e Delalibera (2006) confirmaram esse modelo de treliça. Mesmo com um modelo de treliça refinado, é importante ressaltar dificuldade de montagem desse tipo de armadura, principalmente em blocos com mais de duas estacas. Sendo mais adequada a limitação das tensões nas bielas, ou a verificação de um tirante de concreto, de modo que não ocorra fendilhamento. Foi o que Miguel (2000) sugeriu ao limitar as tensões no concreto nas regiões nodais para que não ocorra

fendilhamento das bielas. Park, Kuchma e Souza (2008) também propuseram a limitação da tensão nas bielas, considerando o efeito do encruamento negativo do concreto à compressão, por causa das tensões transversais de tração.

Quanto às reações das estacas, Adebar, Kuchma e Collins (1990) observaram, nos blocos com quatro e seis estacas, que as reações não foram uniformes. As estacas mais próximas receberam maior força. Resultado semelhante foi observado por Ramos (2007) nos blocos sobre dez estacas, em que as estacas mais próximas receberam maior força, mesmo considerando a deformabilidade do solo. Miguel (2000), mesmo adotando o pilar de seção quadrada posicionado no centro geométrico dos blocos sobre três estacas, observou que as reações das estacas não foram uniformes. Munhoz (2004) verificou, no bloco quadrado sobre cinco estacas, que a estaca central recebeu maior parcela de força. Esses resultados demonstram a importância de considerar a rigidez do bloco na transferência das forças às estacas e a deformabilidade do solo.

Quanto à disposição das armaduras, Blévoit e Frémy (1967) verificaram que os blocos com três estacas e armadura uniformemente distribuída apresentaram força última 50% menor que a prevista. Nos blocos com quatro estacas, também com armadura uniformemente distribuída, a ruína ocorreu com 80% da força última dos blocos com armadura segundo os lados. Taylor e Clarke (1976) verificaram que os blocos sobre quatro estacas, com armadura uniformemente distribuída ou segundo as diagonais, foram 15% menos eficientes que os blocos com armaduras segundo os lados. Adebar, Kuchma e Collins (1990) verificaram que o bloco, com quatro estacas com armadura uniformemente distribuída, apresentou ruína com 83% da força prevista. Porém o bloco com armadura segundo as diagonais rompeu com força 10% superior à prevista. Miguel (2000) verificou que armadura uniformemente distribuída, em todas as faces do bloco, porém tomadas como secundárias a uma armadura principal, melhoraram a eficiência no controle de fissuração. Sendo assim, fica evidente que as armaduras, segundo os lados, em faixas concentradas sobre as estacas, apresentam melhor comportamento em relação às armaduras distribuídas em malha, devendo essas ser consideradas apenas para fins de controle de fissuração.

No que se refere à ancoragem das armaduras, Mautoni (1972) observou que as barras com ganchos semicirculares se estendendo até a face superior do bloco, não aumentaram a capacidade portante. Pouco tempo depois, Taylor e Clarke (1976) verificaram que as barras com gancho reto se estendendo até a face superior do bloco acarretou aumento da força última do bloco, porém esse aumento foi atribuído ao fato do trecho vertical do gancho atuar como armadura de suspensão. Recentemente, Delalibera (2006) verificou que os ganchos não tiveram influência na capacidade portante dos blocos sobre duas estacas. O pesquisador também afirmou que o trecho de ancoragem reta, contado a partir da face interna da estaca, foi o bastante para ancorar a armadura de tração, por causa do efeito benéfico de compressão das bielas. Sendo assim, os ganchos poderiam ser omitidos no projeto. Apesar de todas essas investigações, a ABNT NBR 6118:2007 indica que as barras precisam se estender até a extremidade do bloco e terminar em gancho.

Além do que foi mencionado, outras considerações podem ser feitas sobre a pesquisa de Ramos (2007). O pesquisador afirmou que o método analítico utilizado não considerou a altura dos blocos. Porém, o método indicado no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) foi incompatível com o comportamento do bloco. Porém, não analisou a configuração das bielas e não verificou os modos de ruptura. Sendo assim, se faz necessário avançar o estudo sobre o comportamento de blocos com disposições irregulares das estacas, principalmente no que se refere à formação das bielas e na aplicação do método de bielas e tirantes para o dimensionamento dos blocos.

Além das pesquisas apresentadas neste texto, outros trabalhos a respeito do assunto podem ser citados: o estudo realizado por Oliveira (2009) sobre os métodos de dimensionamento de blocos sobre estacas; a análise numérica de Buttignol (2011) sobre o comportamento de blocos sobre duas e três estacas; o estado da arte apresentado por Souza (2004) sobre a teoria de bielas e tirantes aplicada a elementos de concreto com descontinuidades; dentre outros trabalhos.

A maioria dos trabalhos apresentados teve enfoque na análise de blocos sobre duas, três ou quatro estacas. E mesmo entre as pesquisas a respeito de blocos sobre cinco estacas ou mais, essas não tiveram como objetivos principais analisar a

configuração dos fluxos de tensões ou indicar métodos de dimensionamentos mais compatíveis com o comportamento estrutural.

3 PROJETO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os métodos para o dimensionamento de blocos sobre várias estacas. Optou-se por discorrer apenas sobre métodos que se aplicam a blocos com um número de estacas maior ou igual a cinco. Para o dimensionamento de blocos com uma ou até quatro estacas, recomenda-se consultar as referências pertinentes.

Também são apresentados alguns critérios e disposições construtivas referentes ao projeto de blocos sobre estacas. São recomendações de normas e de pesquisadores do assunto e podem ser seguidas, independentemente do método de dimensionamento adotado.

3.2 Classificação dos blocos

De acordo com o comportamento estrutural, os blocos sobre estacas são comumente classificados como rígidos ou flexíveis. Vários autores e recomendações de norma adotam essa classificação considerando apenas a relação entre a altura do bloco e a distância da estaca mais afastada até um ponto de referência na seção do pilar.

De acordo com Fusco (1995), os blocos de fundação devem ser peças suficientemente rígidas para que sua deformabilidade não afete as ações atuantes na superestrutura nem no próprio terreno de fundação. Para isso, a altura do bloco

tem que permitir a transmissão direta da força desde a base do pilar até o topo das estacas por meio de bielas comprimidas.

O Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) e Calavera (1991) consideram como sendo blocos rígidos, aqueles nos quais a distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada ℓ_c é menor que uma vez e meia a altura h do bloco (Figura 3.1). Logo:

$$\ell_c \leq 1,5 \cdot h$$

3.1

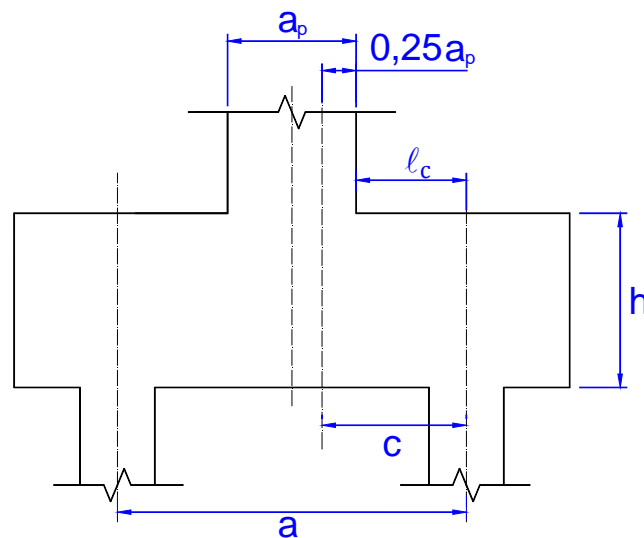


Figura 3.1 - Afastamento das estacas e altura do bloco

Fusco (1995) considera que, para haver transferência direta das forças por meio de bielas, essas devem estar inclinadas de ângulo não inferior a 27° ($\arctg 1/2$) em relação á horizontal. Todavia, por segurança, o autor recomenda que o bloco tenha altura suficiente para que a estaca mais afastada não exija biela com inclinação menor que 34° ($\arctg 2/3$). Deste modo, as bielas mais abatidas ficam com inclinação na faixa entre 34° e 45° . A inclinação pode ser determinada pela reta que une o centro da estaca mais afastada ao ponto convencional da seção da base do pilar, correspondente a uma distribuição aproximadamente equilibrada da carga do pilar pelas diferentes estacas ($0,25 \cdot a_p$), como indicado na Figura 3.1. Para que a inclinação mínima das bielas seja satisfeita, Fusco (1995) recomenda, como um critério prático, que o afastamento máximo das estacas ao eixo do pilar seja de uma vez e meia a altura do bloco, ou seja:

$$c \leq 1,5 \cdot h \quad 3.2$$

A ABNT NBR 6118:2007 considera o mesmo critério usado para sapatas. Sendo que quando se verifica a expressão a seguir, o bloco é considerado rígido, caso contrário, a norma considera o bloco como flexível:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad 3.3$$

sendo:

a - largura do bloco na direção considerada;

a_p - largura do pilar na direção considerada;

De acordo com a norma brasileira, o comportamento estrutural dos blocos rígidos se caracteriza pelo trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas. As forças são transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas. E o trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

O ACI 318:08 indica que quando a distância entre o eixo de qualquer estaca para o eixo do pilar for maior que duas vezes a distância entre o topo do bloco e o topo da estaca (bloco flexível), deve ser feita verificação da força cortante em uma seção crítica. Para blocos em que essa distância for menor (bloco rígidos), deve ser feita verificação por meio do método de bielas e tirantes.

3.3 Métodos de dimensionamento

3.3.1 Método indicado no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)

O Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) sugere um método de cálculo à flexão dos blocos para a determinação da armadura inferior de tração e a verificação da força cortante em seções transversais particulares. As recomendações do boletim visam à prática de projeto de blocos retangulares alongados ou não. O método é destinado apenas para o dimensionamento de blocos rígidos.

3.3.1.1 Verificação da resistência à força cortante

As verificações da resistência à força cortante são feitas em seções de referência, chamadas de S_2 , distantes da face do pilar de um comprimento igual à metade da altura útil d do bloco (Figura 3.2a). Caso o bloco tenha estacas muito próximas ao pilar, sendo a distância da face do pilar ao eixo das estacas menor que a metade da altura útil do bloco, a seção é considerada na própria face do pilar. Quando se tratar de blocos alongados, a seção de referência S_2 também será considerada na face do pilar (Figura 3.2b).

A largura da seção de referência S_2 é definida pela soma da dimensão do pilar na horizontal mais a altura útil do bloco, como mostrado na Figura 3.2c. Sendo assim:

$$b_2 = b_p + d \quad 3.4$$

A altura útil d_2 da seção S_2 é igual à altura útil do bloco medida na própria seção. Porém este valor não deve ser maior que uma vez e meia a medida da aba ℓ_{c2} . Essa aba é medida a partir da seção S_2 ao eixo da estaca mais afastada. Logo:

$$d_2 = d \leq 1,5 \cdot \ell_{c2} \quad 3.5$$

A força cortante V_{sd} é a resultante das reações das estacas limitadas pela seção de referência S_2 . Essa força cortante deve ser menor ou igual à força cortante limite, calculada pela expressão:

$$V_{d,lim} = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{\ell_c}{5 \cdot d}\right) \cdot b_2 \cdot d_2 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad 3.6$$

sendo:

d , b_2 , d_2 , e ℓ_c em cm ;

f_{ck} - a resistência característica à compressão do concreto (kN/cm^2);

γ_c - coeficiente de redução da resistência do concreto, recomendado com valor igual a 1,5 pelo CEB-FIP *Model Code 1990* (1993).

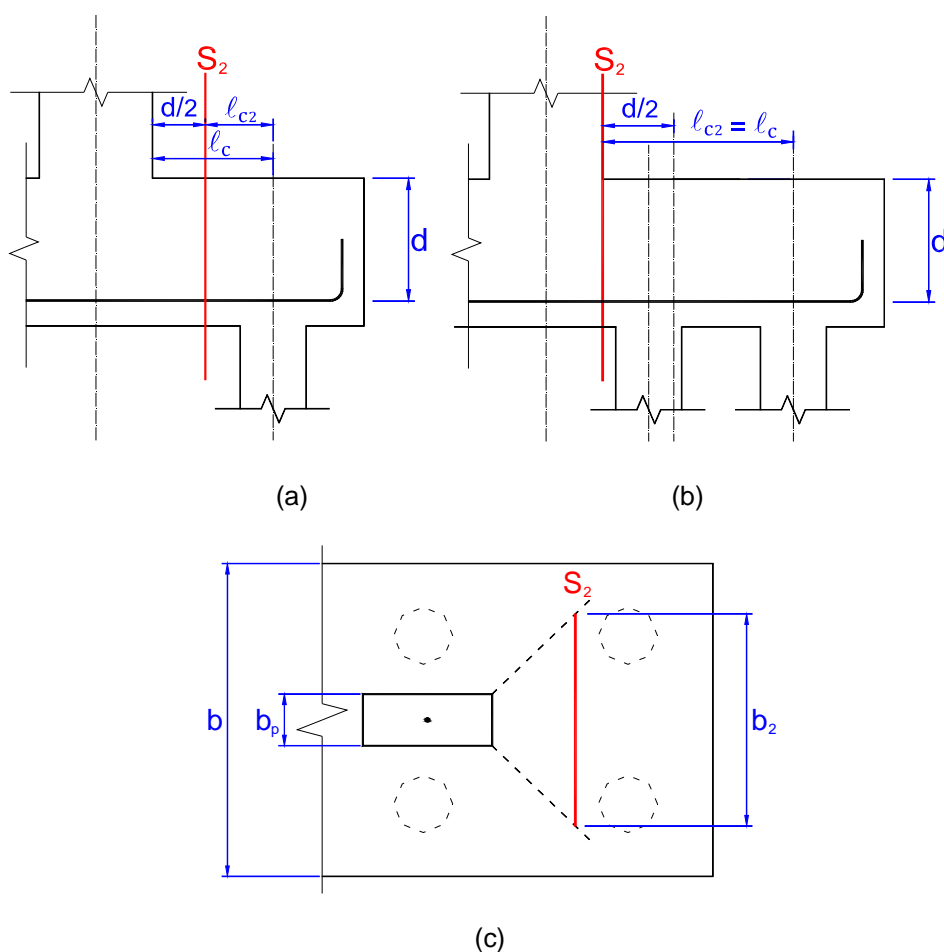


Figura 3.2 - Seção de referência para a verificação da força cortante
[adaptado do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)]

3.3.1.2 Resistência local à força cortante

A resistência à força cortante deve ser verificada em todas as seções do bloco em que as condições geométricas, a intensidade ou a localização das reações, possam provocar condições mais desfavoráveis do que aquelas relativas à seção S_2 . Como é o caso de estacas localizadas no canto do bloco.

Essa verificação, para o caso de estaca no canto do bloco, é feita em uma seção chamada S_3 situada a uma distância da face da estaca igual à metade da altura útil d_f do bloco, medida junto à face interna da estaca (Figura 3.3a). A largura b_3 é igual à altura útil d_f acrescida da largura da estaca. A altura útil d_3 é a altura efetiva da seção S_3 (Figura 3.3b).

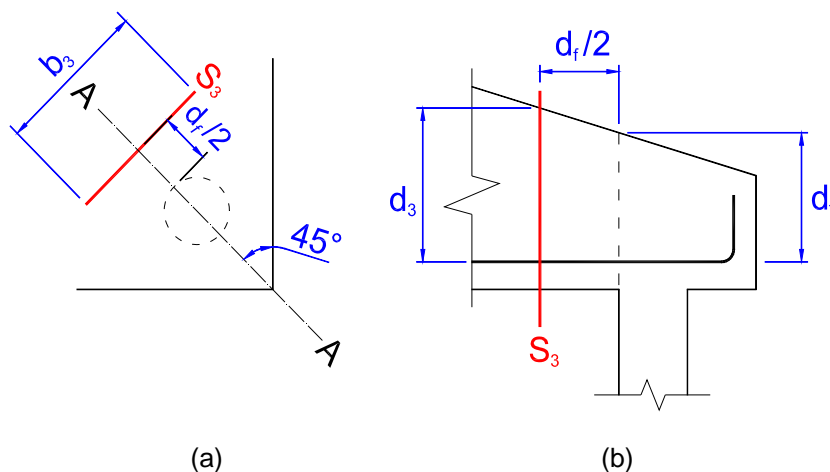


Figura 3.3 - Seção de referência para a verificação local da força cortante
[adaptado do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)]

A força cortante considerada é igual à componente vertical da reação da estaca, que deve ser menor ou igual à reação limite definida pela expressão:

$$R_{d,lim} = 0,12 \cdot b_3 \cdot d_3 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad 3.7$$

sendo b_3 , e d_3 em cm e f_{ck} em kN/cm^2 .

3.3.1.3 Dimensionamento da armadura inferior

O cálculo da armadura principal do bloco consiste na verificação do momento fletor em uma seção de referência vertical chamada de S_1 . Essa seção é situada a uma distância de $0,15 \cdot a_p$ da face do pilar (Figura 3.4), sendo a_p a medida do lado do pilar na direção 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, por isso S_1 não é definido junto à face do pilar.

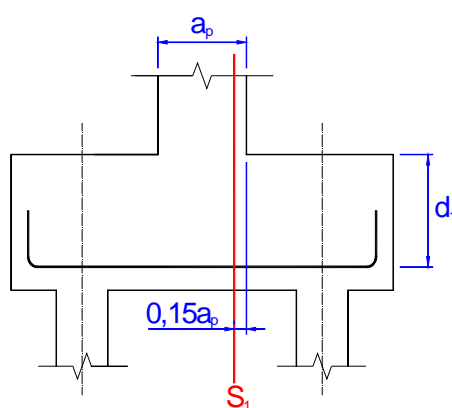


Figura 3.4 - Seção de referência para o cálculo das armaduras principais
[adaptado do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)]

A altura útil da seção S_1 é tomada igual à altura útil da seção paralela a S_1 e situada na face do pilar, sendo que essa altura não pode ser maior que uma vez e meia a aba ℓ_c :

$$d_1 = d \leq 1,5 \cdot \ell_c \quad 3.8$$

Para o cálculo do momento fletor, as reações computadas são das estacas limitadas pela seção S_1 . O momento resultante é dado pela soma do produto da reação de cada estaca pela respectiva distância do seu eixo à seção de referência. O cálculo da armadura pode ser feito pelo equilíbrio de forças, de maneira análoga ao que se faz para vigas.

3.3.2 Critérios de Calavera (1991)

Calavera (1991) sugere as especificações da norma espanhola EH:91 para o dimensionamento de blocos rígidos. No caso de blocos sobre duas estacas, especifica verificações para o momento fletor e força cortante, adotando seções de referência semelhantes às indicadas no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970).

Para blocos sobre duas ou três estacas, Calavera (1991) apresenta modelos de bielas e tirantes cuja peculiaridade se refere à posição do ponto de início das bielas junto ao pilar. Esse ponto é considerado a uma altura de $0,875 \cdot d$ a partir do centro da armadura principal.

No caso de blocos sobre numerosas estacas, mais de quatro estacas, o pesquisador considera que a verificação pode ser realizada do mesmo modo como é para bloco sobre duas estacas, porém analisando nas duas direções.

Calavera (1991) considera que, em blocos rígidos, a transferência de forças é feita mediante bielas comprimidas, equilibradas por tirantes constituídos por barras de armadura. Porém, em todas as situações a armadura é dimensionada considerando o momento fletor aplicado na seção correspondente.

Tanto para o cálculo da armadura principal quanto para a verificação da força cortante, Calavera (1991) adota as mesmas seções de referência indicadas no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) que são as seções S_1 e S_2 mostradas nas Figuras 3.2 e 3.4 do item anterior.

O cálculo da força cortante é realizado considerando a soma das reações das estacas localizadas além da seção de referência. Se a estaca estiver localizada totalmente fora da seção, a reação é contabilizada com valor integral. Se estiver dentro da seção, a reação não será considerada. Caso a estaca esteja em posição intermediária, a reação pode ser contabilizada com valor interpolado.

Calavera (1991) recomenda que o valor da força cortante resistente na seção de referência é dado por:

$$V_{d,lim} = 3 \cdot \left(1 - \frac{l_c}{5 \cdot d}\right) \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv} \quad 3.9$$

sendo:

d, l_c, b_2 e d_2 em cm ;

$f_{cv} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ - resistência virtual ao cisalhamento do concreto (kgf/cm^2);

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\gamma_c = 1,5$ de acordo com a EH:91.

3.3.3 Método de Fusco (1995)

Fusco (1995) considera que a força no pilar é transmitida às estacas por bielas diagonais comprimidas, cujo equilíbrio no topo das estacas é provido pela armadura de tração colocada junto à face inferior do bloco. O método pode ser aplicado a blocos sobre um número e disposição quaisquer de estacas, desde que o equilíbrio da treliça interna esteja satisfeito (Figura 3.5). Os pilares podem ser considerados com seção quadrada ou retangular.

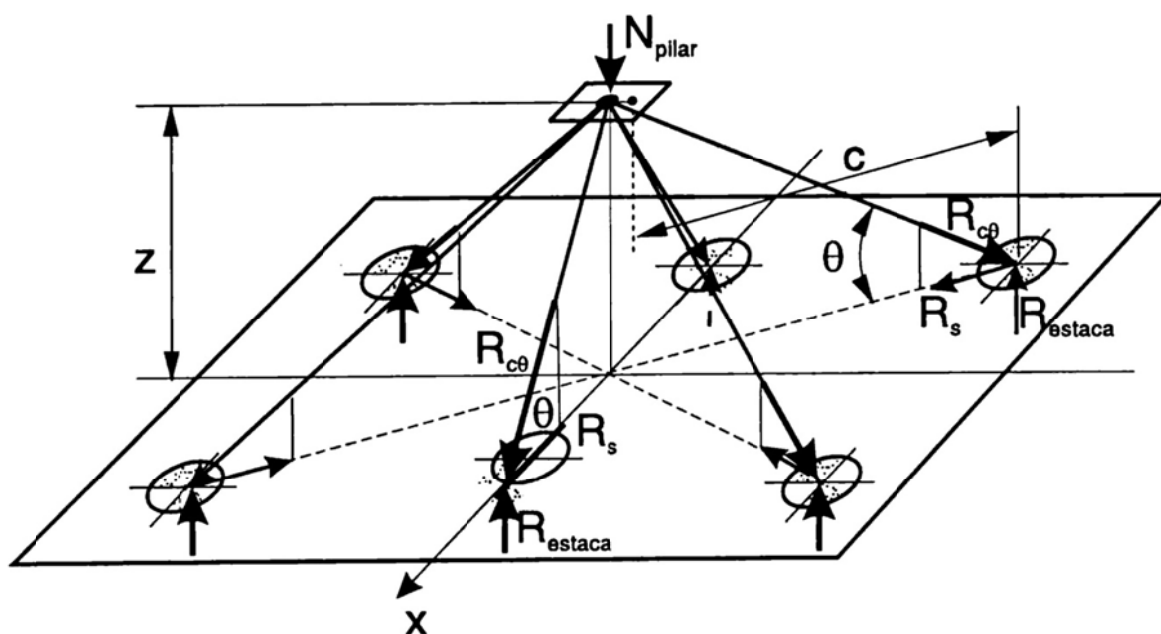


Figura 3.5 - Modelos de treliça para blocos sobre estacas

[Fusco (1995)]

O método consiste, basicamente, na definição da geometria do bloco e do modelo de treliça, seguindo as recomendações do autor para a inclinação das bielas, como foi comentado anteriormente. Em seguida são feitas as verificações das tensões nas bielas junto do pilar e junto às estacas.

3.3.3.1 Verificação das bielas comprimidas

Fusco (1995) considera que na seção de contato do pilar com o bloco, a tensão de compressão atuante no concreto não pode ser superior a $0,85 \cdot f_{cd}$. Esta tensão no bloco, junto à base do pilar poderia ser até maior, por se tratar de uma área parcialmente carregada, porém quem governa o dimensionamento é a seção do pilar, que não tem esse mesmo grau de cintamento.

Fusco (1995) considera que, em uma distância x do topo do bloco, toda a parcela de força vertical resistida pela armadura do pilar foi transmitida para o concreto, como mostrado na Figura 3.6. Também considera que, no plano horizontal que dista x da face superior do bloco, a força do pilar atua em uma área ampliada. Sendo assim, a tensão nessa área é menor que na seção de encontro do pilar com o bloco.

Fusco (1995) indica que, a favor da segurança, a ampliação dessa área se dê por um ângulo de 63° ($\arctg 2$). Considerando um pilar com taxa geométrica de armadura da ordem de $\rho = 3\%$, a força normal de cálculo do pilar pode ser admitida com valor de:

$$N_{d,máx} \leq 2 \cdot (A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) \quad 3.10$$

Para pilares com seção quadrada, essa tensão reduzida atua em uma área que dista $x \cong b/2$ da superfície do bloco, sendo b o lado do pilar. E em pilares retangulares de seção muito alongada, com o maior lado da ordem 10 vezes o lado menor, $x \cong 1,2 b$. De acordo com a taxa de armadura do pilar, Fusco (1995) indica os valores da

Tabela 3.1 para a relação x/b .

Tabela 3.1 - Valores de x/b [Fusco (1995)]

| | Pilar (ρ %) | | |
|-------------------------|-------------------|------|-----|
| | 1% | 2% | 3% |
| Pilares muito alongados | 0,8 | 1,0 | 1,2 |
| Pilares quadrados | 0,35 | 0,42 | 0,5 |

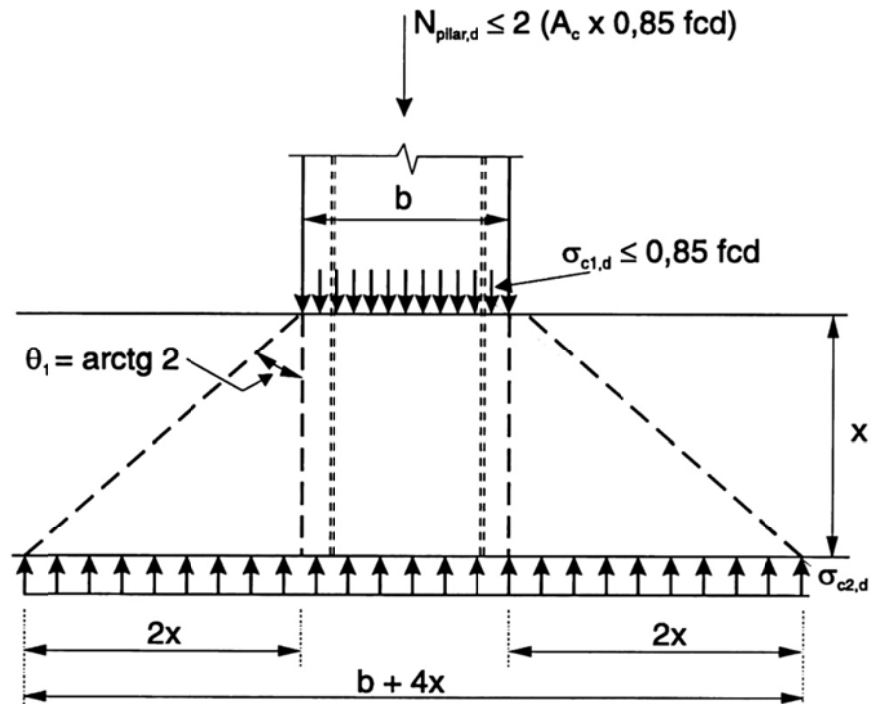


Figura 3.6 - Área do pilar, ampliada no interior do bloco
[Fusco (1995)]

Considerando $\rho = 3\%$, a área ampliada do pilar de seção quadrada é aproximadamente:

$$A_{c,\text{ampliada}} \cong 9 \cdot b^2 \quad 3.11$$

e a tensão atuante nessa área é definida por:

$$\sigma_{vd} = \frac{N_d}{A_{c,\text{ampliada}}} \leq \frac{2 \cdot (b^2 \cdot 0,85 \cdot f_{cd})}{9 \cdot b^2} \cong 0,20 \cdot f_{cd} \quad 3.12$$

Junto ao pilar, as bielas devem convergir para uma seção horizontal em uma profundidade x em que a tensão de compressão foi reduzida para $0,20 \cdot f_{cd}$.

Considerando que as estacas acabam sendo embutidas em 5 cm a 10 cm, ocorre uma redução na inclinação das bielas de 34° ($\arctg 2/3$) para um ângulo efetivo 27° ($\arctg 1/2$), como mostrado na Figura 3.7.

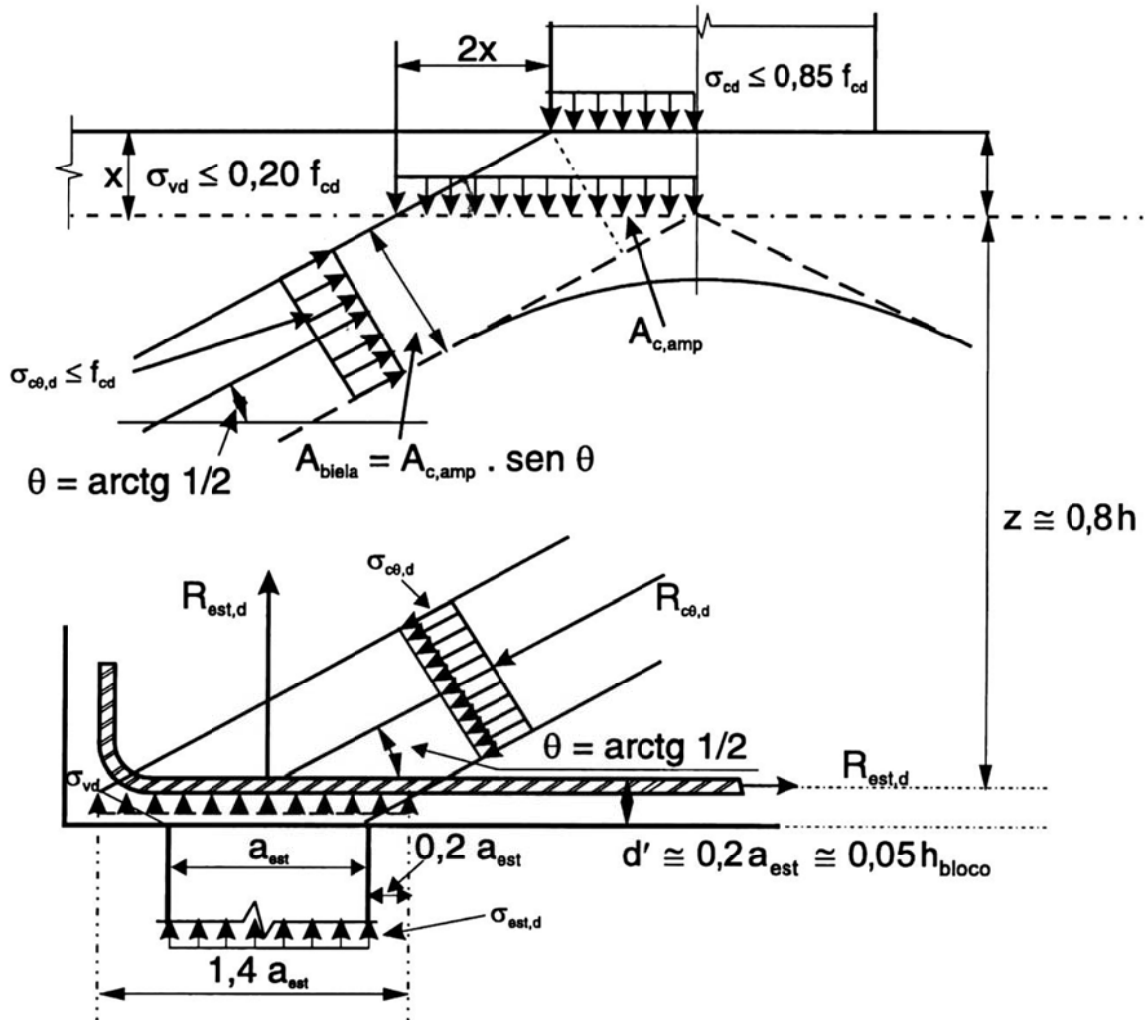


Figura 3.7 - Resistência das bielas junto às estacas

[Fusco (1995)]

Com essas hipóteses a tensão máxima de compressão nas bielas junto ao pilar é:

$$A_{biela} = A_{c,amp} \cdot \text{sen } \theta \quad 3.13$$

$$\sigma_{\theta,d} = \frac{A_{c,amp} \cdot \sigma_{vd}}{A_{biela} \cdot \text{sen } \theta} = \frac{\sigma_{vd}}{\text{sen}^2 \theta} \leq \frac{0,20 \cdot f_{cd}}{\text{sen}^2 \theta} \quad 3.14$$

Considerando a estaca mais afastada, com biela inclinada de 27° ($\arctg 1/2$), tem-se $\sigma_{\theta,d} \leq f_{cd}$. Logo, se esse limite for obedecido, a segurança das bielas é satisfeita.

Para a verificação da biela junto à estaca, Fusco (1995) considera que a área ampliada corresponde a uma distância $d' = 0,20 \cdot a_{est}$ da face inferior do bloco. A ampliação se dá por meio de um ângulo de 45° (Figura 3.7). Logo, fazendo o processo inverso para encontrar a tensão na estaca:

$$\sigma_{cd,est} = \frac{N_{d,estaca}}{a_{est}^2} \leq \frac{(0,20 \cdot f_{cd}) \cdot (1,4 \cdot a_{est})^2}{a_{est}^2} \sim 0,5 \cdot f_{cd,bloco} \quad 3.15$$

Sendo:

$$f_{cd,bloco} = \frac{f_{ck,bloco}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck,bloco}}{1,4} \quad 3.16$$

O valor de $\sigma_{cd,est} = 0,5 \cdot f_{cd,bloco}$ foi sugerido por Fusco (1995). Sendo assim, admitindo de maneira inversa que:

$$\sigma_{ck,est} = \frac{\sigma_{cd,est}}{\gamma_f} = \frac{\sigma_{cd,est}}{1,4} \quad 3.17$$

$$\sigma_{ck,est} \leq \frac{0,5 \cdot f_{ck,bloco}}{\gamma_f \cdot \gamma_c} = \frac{0,5 \cdot f_{ck,bloco}}{1,4^2} = 0,25 \cdot f_{ck,bloco} \quad 3.18$$

Logo, se a tensão de compressão na seção transversal da estaca não ultrapassar $0,25 \cdot f_{ck,bloco}$, é satisfeita a resistência das bielas junto às estacas.

3.3.3.2 Cálculo da armadura principal

O cálculo da armadura inferior principal é feito a partir do momento fletor que atua em uma seção vertical de referência localizada à distância de $0,25 \cdot a_p$ (ver Figura

3.8). O braço de alavanca z para equilibrar o momento fletor causado pelas reações das estacas é dado por:

$$z = h - x - d' \cong 0,8 \cdot h$$

3.19

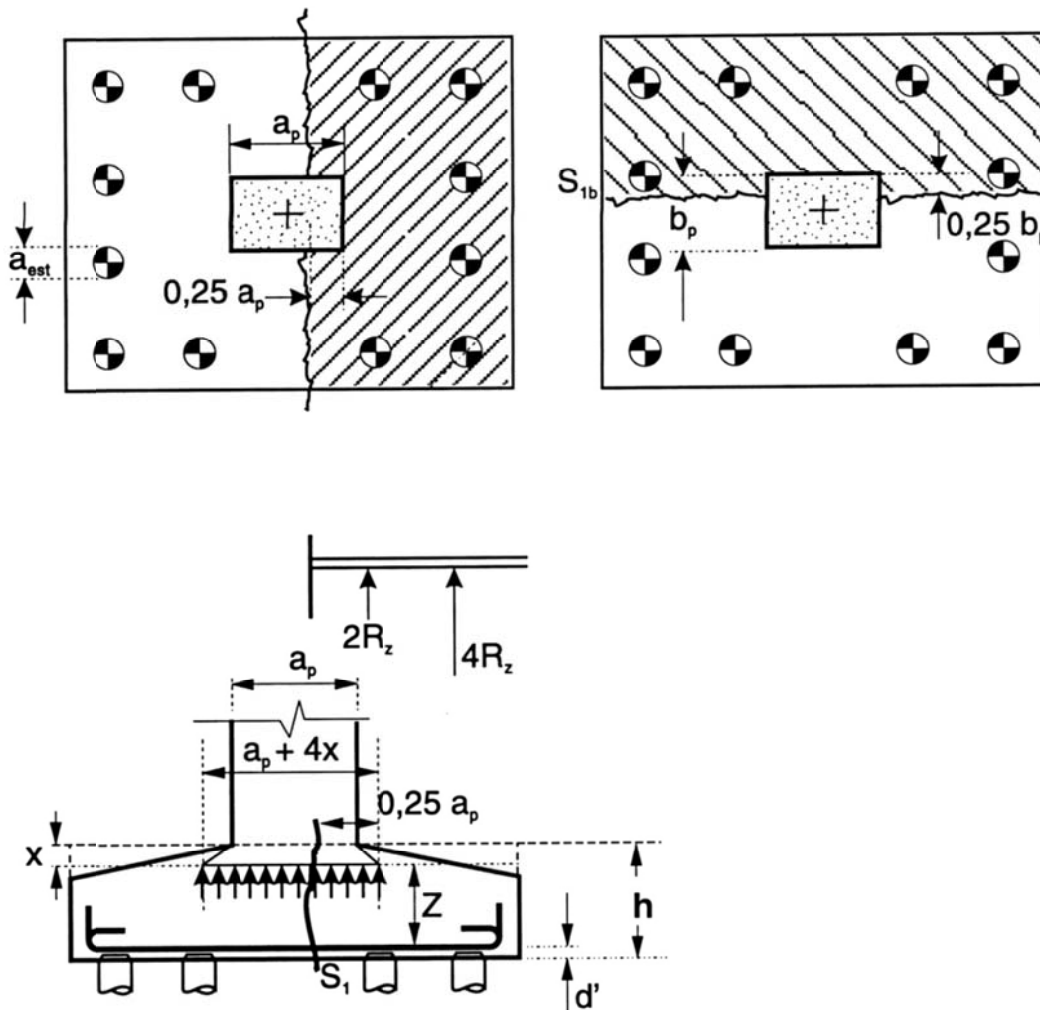


Figura 3.8 - Seções para o cálculo da armadura principal

[Fusco (1995)]

3.3.4 Método do *Concrete Design Handbook*

Neste item é apresentado o método de dimensionamento indicado por Kokai (2006) no *Concrete Design Handbook*, esse autor segue os critérios para o projeto de blocos indicados pela norma canadense CSA A23.3:04.

A CSA A23.3:04 recomenda o uso do método de bielas e tirantes para representar o comportamento de regiões descontínuas. No caso de blocos sobre estacas, a

verificação das tensões nodais limites substitui a verificação da força cortante em blocos rígidos quando grande parte das reações das estacas não intercepta a seção crítica de cisalhamento que dista de d_v ou $d/2$ da face do pilar (sendo d_v a altura efetiva da seção resistente ao cisalhamento e d a altura útil da seção considerada). Os blocos que não atendem a essa especificação, precisam ser verificados e armados quanto a momento fletor e força cortante, embora não seja uma prática comum.

A altura útil dos blocos é escolhida de modo a satisfazer tanto as tensões limites de cisalhamento nas seções críticas (ignorando qualquer estaca posicionada dentro da seção crítica), e as tensões nodais limites (como especificado no método de bielas e tirantes).

Pilares com seção transversal circular ou retangular poligonal podem ser tratados como seções quadradas com área equivalente.

São sugeridos os seguintes passos para o dimensionamento dos blocos rígidos sobre estacas utilizando o procedimento indicado por Kokai (2006):

- estabelecer o arranjo das estacas;
- estabelecer a altura do bloco por meio do método das seções críticas de cisalhamento;
- definir a geometria do modelo de bielas e tirantes (treliça) e calcular as forças atuantes;
- verificar as tensões junto ao pilar e às estacas;
- calcular as armaduras dos tirantes.

3.3.4.1 Método das bielas

3.3.4.1.1 Verificação das tensões nas bielas

O modelo considera uma treliça constituída por diagonais comprimidas ligando a base do pilar aos topos das estacas e tirantes tracionados. As tensões nas bielas devem ser limitadas para evitar o fendilhamento do concreto. Para que não ocorra ruptura das bielas sem dispor armaduras para controle de fissuração nas duas

direções, as tensões na base do pilar e no topo das estacas devem ser limitadas pela expressão 3.20, que foi proposta por Adebar e Zhou (1996). A área para o cálculo da tensão solicitante em cada situação são as próprias áreas das seções transversais do pilar ou das estacas.

$$f_b = 0,6 \cdot \phi_c \cdot f'_c + 6 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \quad 3.20$$

Sendo:

f'_c - resistência característica à compressão do concreto correspondente a um quantil de 1%, em MPa;

ϕ_c - fator de redução da resistência do concreto, indicado pela CSA A23.3:04 com valor igual a 0,65;

α - fator que considera o efeito benéfico de área parcialmente carregada, calculado por:

$$\alpha = \frac{1}{3} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 1 \right) \leq 1 \quad 3.21$$

A_1 - A área da base do pilar ou do topo da estaca;

A_2 - A área em planta do bloco, quando for verificar a tensão na base do pilar, ou a maior área possível do topo da estaca projetada dentro do bloco a 45°, quando for verificar as tensões no topo das estacas, como mostrado na Figura 3.9;

β - fator que considera a forma da biela comprimida, definido por:

$$0 \leq \beta = 0,33 \cdot \left(\frac{h_s}{b_s} - 1 \right) \leq 1,0 \quad 3.22$$

h_s/b_s - a relação entre a altura e a largura da biela comprimida, que pode ser aproximada pela relação $h_s/b_s \cong 2 \cdot d/a_p$ para verificação junto à base do pilar,

sendo a_p a medida do lado do pilar, ou aproximada por $h_s/b_s \cong d/a_{est}$ para verificação no topo da estaca, sendo a_{est} o diâmetro da estaca.

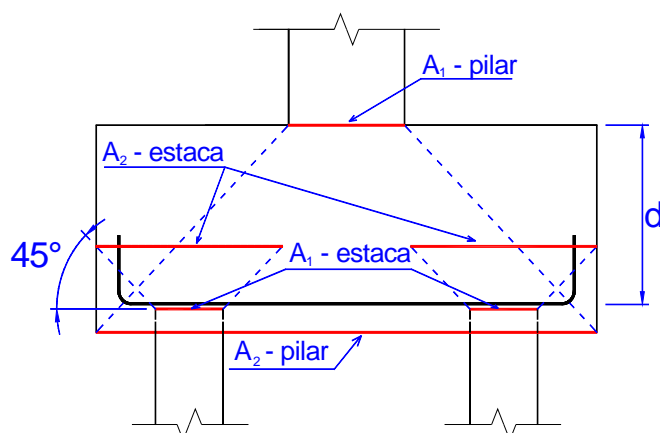


Figura 3.9 - Área A_1 e A_2 para o cálculo de α
[adaptado de Kokai (2006)]

3.3.4.1.2 Cálculo da área das armaduras

O cálculo das áreas das armaduras é feito pelo equilíbrio da treliça que pode ser decomposta em vários polígonos de força. Cada polígono de força é composto pela biela comprimida saindo em um ponto na seção de base do pilar, a $1/4$ do lado do pilar, indo em direção ao topo da estaca, terminando em seu eixo. O tirante que equilibra o polígono sai do eixo da estaca e segue na direção horizontal ao eixo de projeção do pilar, onde se equilibra com os tirantes dos outros polígonos (Figura 3.10). A força no tirante calculada deve ser decomposta segundo as direções das armaduras, conforme o arranjo adotado.

3.3.4.2 Método das seções críticas

Embora o método das seções não descreva fielmente o comportamento típico de blocos rígidos, Kokai (2006) considera esse método apropriado para determinar a altura útil dos blocos sobre estacas. A determinação da altura efetiva dos blocos se baseia na verificação do cisalhamento em seções críticas de acordo com os critérios de cisalhamento ou de punção.

Quando esses critérios de verificação são utilizados como um pré-dimensionamento para a altura do bloco, não se sabe a localização da seção crítica a d_v ou $d/2$ da

face do pilar. Sendo assim, as seções são consideradas passando pelas estacas, interpolando o valor das reações de acordo com a área limitada pela seção, como mostrado no exemplo da Figura 3.11.

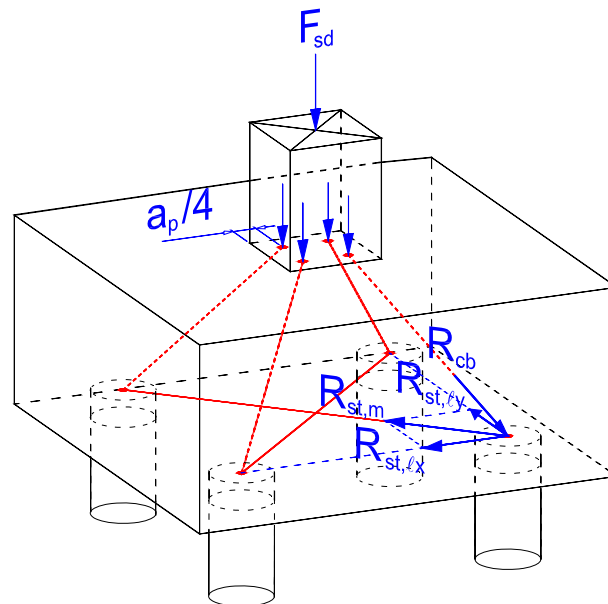


Figura 3.10 - Modelo de treliça
[adaptado de Kokai (2006)]

São verificados dois modos de cisalhamento, o primeiro deles considera o cisalhamento em uma direção, semelhante ao cisalhamento em uma viga. O segundo considera a verificação da punção, de modo análogo ao que ocorre em lajes (ver Figura 3.11).

3.3.4.2.1 Cisalhamento em uma direção

Para o cisalhamento solicitante atuando em apenas uma direção, a resistência requerida ao cisalhamento é definida por:

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \quad 3.23$$

Sendo:

V_{Rd} - força de cisalhamento resistente de cálculo;

V_{Sd} - força de cisalhamento solicitante, já majorada por um coeficiente igual a 1,4, conforme indicado pela CSA A23.3:04;

O valor da força V_{sd} é calculado considerando a interpolação do valor das reações das estacas, considerando a seção crítica a d_V da face do pilar. No caso do exemplo da Figura 3.11, V_{sd} pode ser calculado pela expressão 3.24.

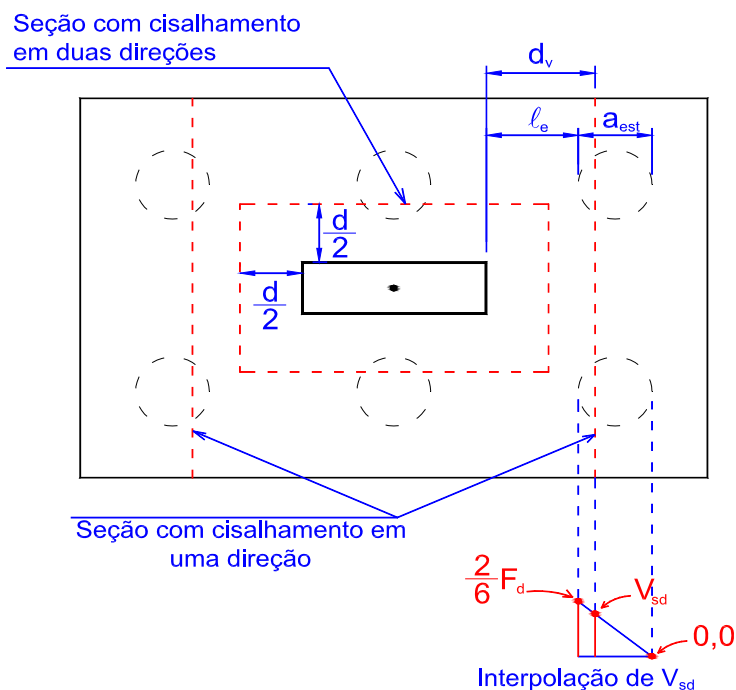


Figura 3.11 - Seções críticas para a verificação do cisalhamento e de punção para o caso de blocos sobre seis estacas

$$V_{sd} = \frac{l_e + a_{est} - d_V}{a_{est}} \cdot \frac{2}{6} F_d \quad 3.24$$

Para elementos de concreto armado sem armadura de cisalhamento e não protendidos, caso de blocos rígidos, $V_{Rd} = V_c$, sendo que V_c calculado por:

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_V \quad 3.25$$

sendo:

λ - coeficiente que considera a densidade de concreto, tomado como $\lambda = 1$ para concretos estruturais convencionais;

b_w - largura da seção (m);

d_v - altura efetiva resistente ao cisalhamento (m);

β_c - fator que considera a resistência ao cisalhamento de ruptura do concreto, que para o caso de blocos, pode ser tomado como $\beta_c = 0,21$;

ϕ_c - fator de redução da resistência do concreto, tomado igual a 0,65;

f'_c - resistência característica à compressão do concreto, referente ao quantil de 1% (MPa).

3.3.4.2.2 Cisalhamento em duas direções

Em elementos em que há cisalhamento solicitante em dois planos, a resistência requerida é definida por:

$$V_{Rd} = V_c = 0,38 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad 3.26$$

Sendo:

d - altura útil da seção (m);

b_o - perímetro da seção crítica (m).

A seção crítica para cisalhamento em duas direções é vertical e localizada de modo que seu perímetro b_o tenha um valor mínimo, porém esta seção não precisa se aproximar mais perto do que $d/2$ do perímetro do pilar. Para casos de blocos com mais de duas estacas, a seção crítica pode ser assumida como a soma de quatro lados planos, como mostrado no exemplo da Figura 3.11.

3.3.5 Método de Blévet e Frémy (1967)

Apesar de Blévet e Frémy (1967) terem realizado ensaios experimentais de blocos sobre duas, três e quatro estacas, os pesquisadores fizeram recomendações para o dimensionamento de blocos sobre cinco e seis estacas. Esse método considera pilares com força normal centrada e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Caso haja força excêntrica, deve-se considerar que

todas as estacas estão submetidas à maior reação. O método considera apenas pilares com seção quadrada, sendo que para os pilares com seção retangular, pouco alongada, pode-se considerar uma seção quadrada de área equivalente. O procedimento de verificação dos blocos consiste no cálculo das forças considerando o equilíbrio da treliça, calcula-se a área necessária de armadura, e faz-se a verificação das tensões de compressão nas regiões nodais junto ao pilar e às estacas.

No caso de blocos sobre cinco e seis estacas, os critérios indicados por Blévoit e Frémy (1967) permitem apenas o cálculo de blocos com arranjo das estacas nos vértices de um pentágono e hexágono, respectivamente. Mesmo não sendo estes os tipos de blocos analisados neste trabalho, optou-se por apresentar esse método.

3.3.5.1 Bloco sobre cinco estacas: pentágono

O método de bielas para os blocos pentagonais sobre cinco estacas considera a treliça cuja geometria está mostrada na Figura 3.12. Os planos verticais que contém os polígonos de força são tomados segundo os vértices do bloco, passando pelo eixo das estacas e do pilar. O ponto considerado como início das bielas se localiza a $a_p/3,4$.

A inclinação das bielas precisa estar dentro do intervalo de $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. A tangente de θ , considerando a Figura 3.12b é:

$$\tan \theta = \frac{d}{0,851 \cdot \ell - \frac{a_p}{3,4}} \quad 3.27$$

Finalmente, substituindo os valores de θ na equação 3.27, obtém-se a recomendação da altura de blocos sobre cinco estacas:

$$0,851 \cdot \left(\ell - \frac{a_p}{3,4} \right) \leq d \leq 1,20 \cdot \left(\ell - \frac{a_p}{3,4} \right) \quad 3.28$$

A força no tirante é calculada considerando o equilíbrio do polígono formado pelas forças, como indicado na Figura 3.12:

$$R_{st,m} = \frac{F_d \cdot \left(0,851 \cdot \ell - \frac{a_p}{3,4}\right)}{5 \cdot d} \quad 3.29$$

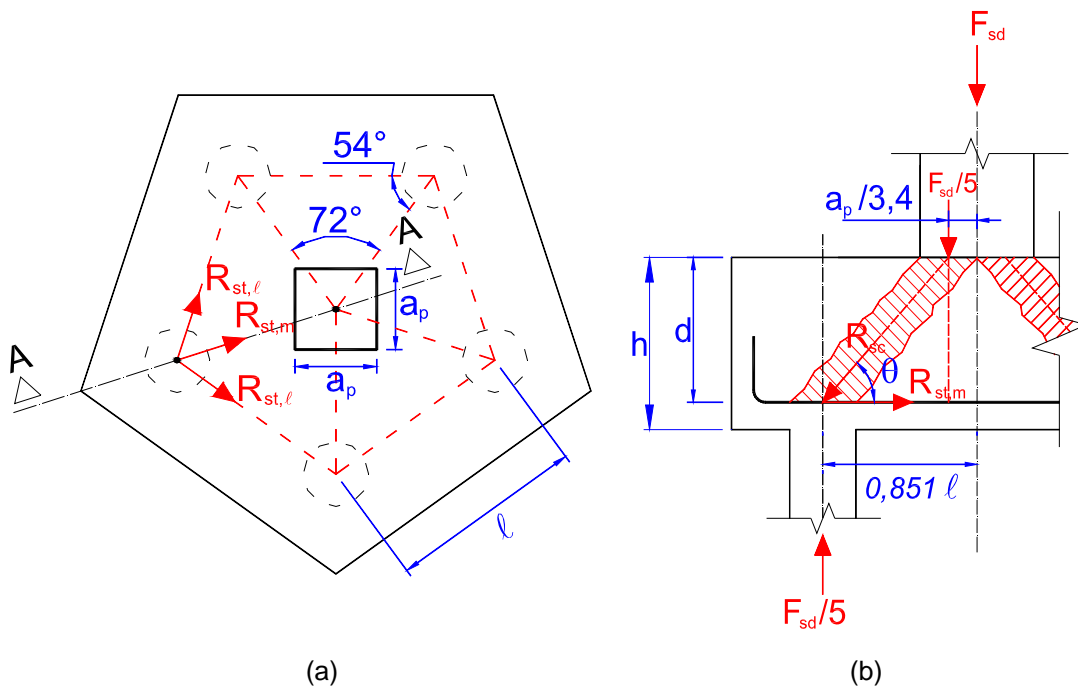


Figura 3.12 - Modelo de treliça para bloco sobre cinco estacas em formato de pentágono: (a) vista em planta, (b) corte vertical AA

Com essa força calculam-se as áreas das armaduras dispostas segundo as medianas do bloco, ligando as estacas ao pilar. Porém, essa distribuição de barras conduz a muitas camadas de armaduras no bloco, na região abaixo do pilar. Para adotar armadura segundo os lados (ver Figura 3.13), pode-se decompor essa força na direção das armaduras, a 54° . Sendo assim, a força é calculada por:

$$R_{st,\ell} = \frac{0,725 \cdot F_d \cdot \left(\ell - \frac{a_p}{3,4}\right)}{5 \cdot d} \quad 3.30$$

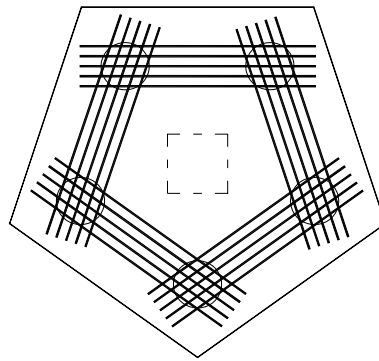


Figura 3.13 - Armaduras segundo os lados para bloco com cinco estacas

Blévoit e Frémy (1967) não apresentam critérios para a verificação das tensões nas regiões nodais de blocos com cinco estacas e Machado (1985) indica que não há necessidade de verificar essas tensões, desde que sejam respeitados os limites para a altura do bloco, apresentados anteriormente. No entanto, Andrade (1989) recomenda a verificação das bielas comprimidas junto ao pilar e junto às estacas:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{sc,p} = \frac{F_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta} \leq \alpha_p \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad 3.31$$

Com $\alpha_p = 2,11$ (coeficiente de ajuste do método);

Junto à estaca:

$$\sigma_{sc,e} = \frac{F_d}{5 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta} \leq \alpha_e \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad 3.32$$

sendo $1,0 \leq \alpha_e \leq 1,4$.

3.3.5.2 Bloco sobre seis estacas: hexágono

O modelo de bielas e tirantes para os blocos hexagonais sobre seis estacas, desenvolvido por Blévoit e Frémy (1967), considera a treliça espacial cuja geometria está mostrada na Figura 3.14. Os planos verticais que contém os polígonos de força são tomados segundo os vértices do bloco, passando pelo eixo das estacas e do

pilar, como mostrado na Figura 3.14b. O ponto considerado como início das bielas se localiza a $a_p/4$.

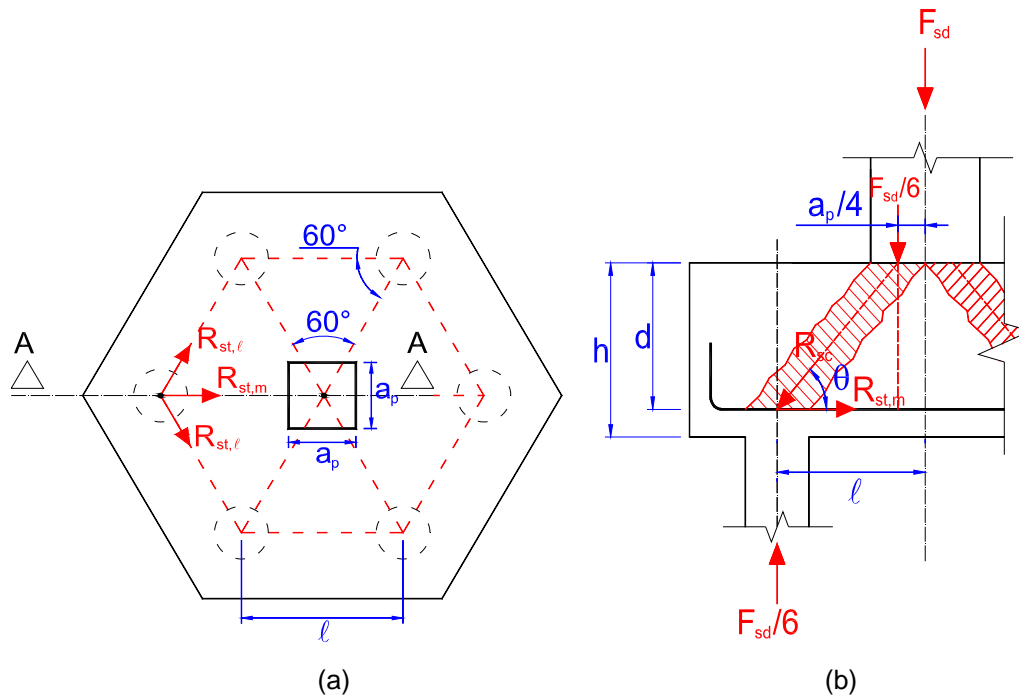


Figura 3.14 - Modelo de treliça para bloco sobre seis estacas em formato de hexágono: (a) vista em planta, (b) corte vertical AA

De maneira análoga ao feito para os blocos sobre cinco estacas, os blocos devem possuir altura de modo que o ângulo de inclinação das bielas esteja entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

A tangente de θ , considerando o triângulo da Figura 3.14, é:

$$\tan \theta = \frac{d}{\ell - \frac{a_p}{4}} \quad 3.33$$

Finalmente, substituindo o valor de θ na equação 3.33, obtém-se a recomendação da altura de blocos sobre seis estacas:

$$\left(\ell - \frac{a_p}{4}\right) \leq d \leq 1,428 \cdot \left(\ell - \frac{a_p}{4}\right) \quad 3.34$$

A força no tirante, considerando armaduras segundo as medianas (Figura 3.15b), é calculada considerando o equilíbrio do polígono formado pelas forças, como indicado na Figura 3.14b.

$$R_{st,m} = \frac{F_d \cdot \left(l - \frac{a_p}{4} \right)}{6 \cdot d} = R_{st,\ell} \quad 3.35$$

Para adotar armadura segundo os lados (Figura 3.15a), ligando as estacas, deve-se decompor essa força na direção das armaduras, a 60° . Fazendo a decomposição, resulta na mesma força.

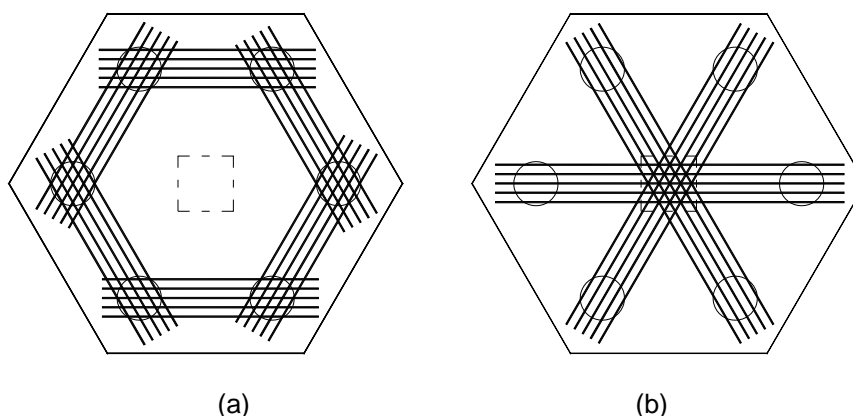


Figura 3.15 - Arranjo das armaduras para bloco com seis estacas em forma de hexágono: (a) segundo os lados, (b) segundo as medianas

Assim, como para os blocos sobre cinco estacas, Machado (1985) também afirma que, sendo respeitados os limites para a altura do bloco, apresentados anteriormente, não há necessidade de verificar as tensões nas bielas. Porém Andrade (1989) recomenda as seguintes verificações das bielas comprimidas junto ao pilar e junto às estacas:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{sc,p} = \frac{F_d}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq \alpha_p \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad 3.36$$

Sendo $\alpha_p = 2,6$ (coeficiente de ajuste do método);

Junto à estaca:

$$\sigma_{sc,e} = \frac{F_d}{6 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq \alpha_e \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad 3.37$$

Com $1,0 \leq \alpha_e \leq 1,4$;

3.3.6 Critérios de Andrade (1989)

Para blocos sobre duas e até quatro estacas, Andrade (1989) recomenda o método de Blévtot e Frémy (1967). Para blocos sobre cinco estacas ou mais, Andrade (1989) adaptou alguns critérios de Blévtot e Frémy (1967) e de Machado (1985), desenvolvendo assim um método geral que permite o cálculo de bloco sobre várias estacas em diferentes arranjos.

Andrade (1989) recomenda que as bielas tenham inclinação variando entre $40^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. Isso porque apesar de Blévtot e Frémy (1967) recomendarem um intervalo de $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ para blocos até quatro estacas, esses pesquisadores observaram nos ensaios compatibilidade do método para o intervalo de $40^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

Andrade (1989) lembra que em geral os pilares não têm seção quadrada e sim retangular, bastante alongada. E indica que para pilares com seção retangular pouco alongada, o cálculo pode ser feito adotando-se para o lado a_p o valor correspondente à seção quadrada de área equivalente. Já para seções muito alongadas é mais correto calcular separadamente, para cada direção x e y , a posição das bielas em um ponto conveniente junto à base do pilar que deve ser determinado de acordo com os critérios do próprio engenheiro, como mostrado na Figura 3.16. Para bielas das estacas de canto, como não há simetria, as componentes $R_{st,x}$ e $R_{st,y}$ das forças dos tirantes não têm o mesmo valor, precisando ser calculadas pelo equilíbrio do modelo de treliça adotado.

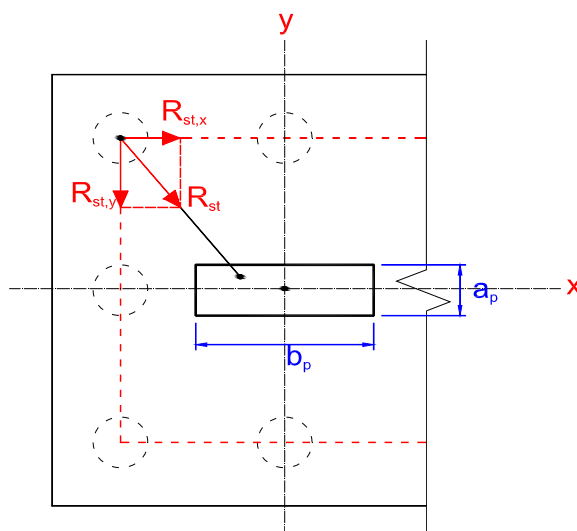


Figura 3.16 - Consideração da treliça para dimensionamento dos tirantes
[adaptado de Andrade (1989)]

3.3.6.1 Bloco rígido sobre cinco estacas

Além das estacas dispostas nos vértices de um pentágono, Andrade (1989) recomenda outras disposições de estaqueamento. As alternativas para blocos sobre cinco estacas são mostradas na Figura 3.17.

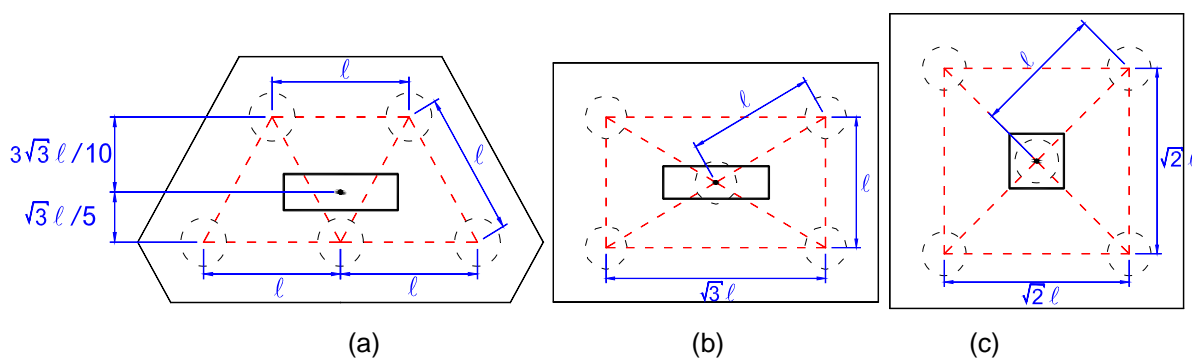


Figura 3.17 - Alternativas de estaqueamento para blocos com cinco estacas: (a) trapézio, (b) retangular, (c) quadrado [adaptado de Andrade (1989)]

Para cada opção, a área entre as estacas é igual a:

- Bloco em trapézio: $A_{tra} = 1,30 \cdot \ell^2$.
- Bloco retangular: $A_{ret} = 1,73 \cdot \ell^2$;
- Bloco quadrado: $A_{qua} = 2,00 \cdot \ell^2$;
- Bloco em pentágono: $A_{pen} = 1,72 \cdot \ell^2$.

Logo, entre todas as alternativas, o trapézio é a que ocupa menor área em planta, permitindo que as estacas fiquem mais próximas do pilar, gerando assim, redução no consumo de aço, menor altura e menor consumo de concreto.

O dimensionamento pode ser feito como no bloco sobre cinco estacas em pentágono, devendo-se adaptar o modelo de treliça de acordo com a geometria do bloco e da seção do pilar. Neste trabalho foi considerado o modelo de treliça indicado na Figura 3.18a. Os tirantes foram dispostos unindo as estacas. As forças podem ser determinadas pelo equilíbrio da treliça e as verificações das tensões no concreto são feitas por meio das equações 3.31 e 3.32 sendo que o ângulo a ser considerado é sempre o da biela mais abatida.

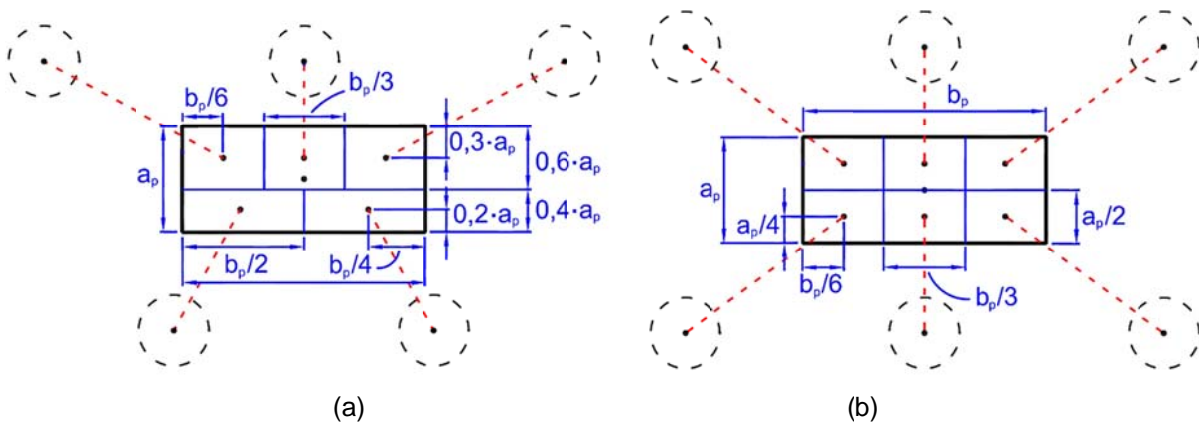


Figura 3.18 - Pontos de início das bielas junto ao pilar de acordo com recomendações de Andrade (1989): (a) blocos sobre cinco estacas, (b) blocos sobre seis estacas.

3.3.6.2 Bloco rígido sobre seis estacas

Além do estaqueamento segundo os vértices de um hexágono, Andrade (1989) recomenda o bloco retangular (Figura 3.19). A área do estaqueamento nos vértices de um hexágono $A_{hex} = 2,60 \cdot \ell^2$, que é maior que a área ocupada pelo estaqueamento retangular $A_{ret} = 2,00 \cdot \ell^2$. A configuração é adequada a pilares com seção retangular alongada na direção de alongamento do bloco.

Do mesmo modo como é feito para blocos sobre cinco estacas, adapta-se o modelo de treliça para o bloco sobre seis estacas em forma de retângulo. Os tirantes de cada polígono de força são decompostos nas direções principais x e y para a disposição das armaduras que unem as estacas ou para a distribuição em malha.

Quando for adotada distribuição em malha, deve-se utilizar um fator de eficiência para a armadura de $\eta = 0,8$. As verificações das tensões no concreto são feitas pelas equações 3.36 e 3.37, considerando o ângulo da biela mais abatida.

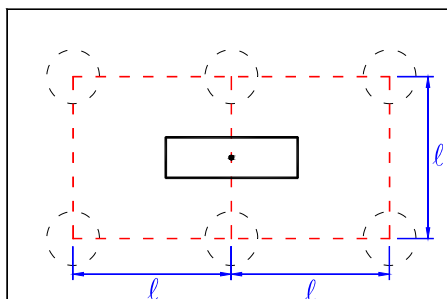


Figura 3.19 - Bloco retangular com seis estacas
[adaptado de Andrade (1989)]

3.3.6.3 Método geral: blocos sobre várias estacas

Andrade (1989) indica que nos blocos com mais de seis estacas o cálculo das armaduras dos tirantes possa ser feito segundo as direções principais x e y .

O método geral consiste em:

- definir duas direções ortogonais entre as estacas (em geral adotam-se os eixos principais paralelos às faces do pilar);
- calcular para cada direção, sucessivamente em várias seções, o somatório das forças de tração correspondentes às estacas que estiverem do mesmo lado (à esquerda ou à direita da seção);
- calcular as áreas das armaduras de acordo com as forças de tração obtidas no item anterior;
- verificar as tensões nas bielas junto às estacas. A estaca mais crítica é a que corresponder à menor inclinação da respectiva biela;
- verificar as tensões nas bielas junto ao pilar e às estacas. Nesse caso, cada biela terá sua inclinação θ_i .

Em vários casos, os pilares têm seção alongada. Deve-se então marcar, da maneira que se julgar mais adequada o ponto de início das bielas, na seção da base do pilar, correspondente a cada estaca, como pode ser visto na Figura 3.20.

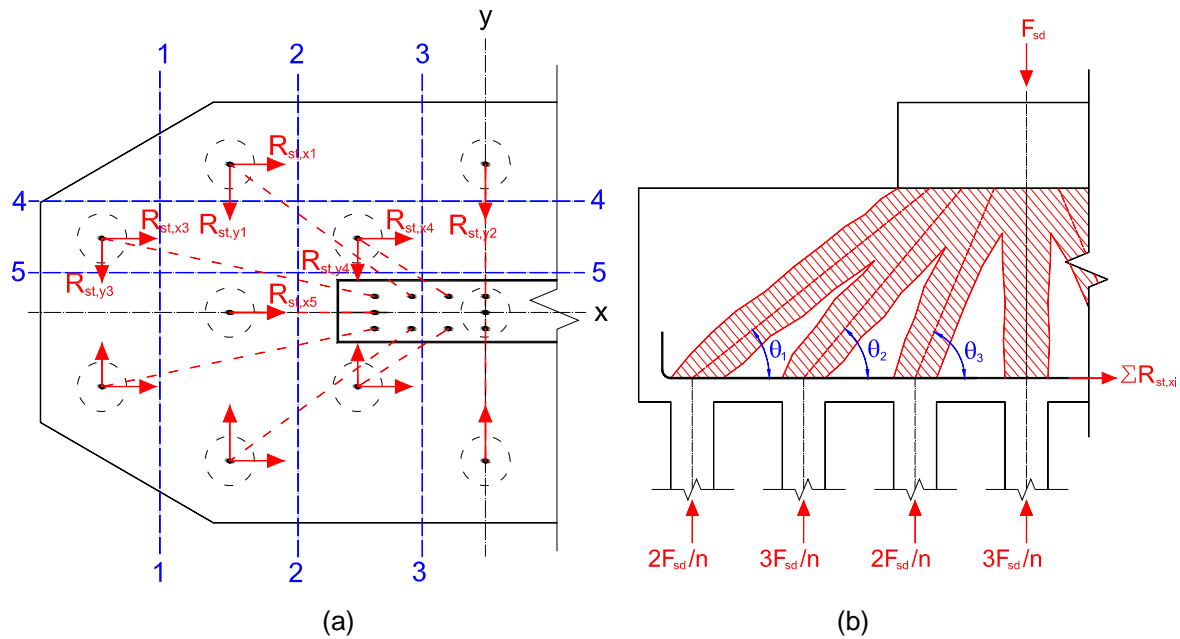


Figura 3.20 - Posicionamento das bielas e tirantes, considerando um pilar alongado: (a) esquema da treliça em planta, (b) esquema da treliça em corte vertical
[adaptado de Andrade (1989)]

As verificações das tensões no concreto são feitas pelas equações 3.36 e 3.37, considerando o ângulo da biela mais abatida, sendo que na verificação junto à estaca, a força é dividida pelo número de estacas ao invés de ser dividida por seis. O cálculo das forças para determinar as armaduras pode ser feito considerando as forças de tração que atuam nas seções indicadas na Figura 3.20a.

Na direção x :

$$R_{st,1} = \frac{2 \cdot F_{sd}}{n} \frac{1}{\tan \theta_1} \quad 3.38$$

$$R_{st,2} = R_{st,1} + \frac{3 \cdot F_{sd}}{n} \frac{1}{\tan \theta_2} \quad 3.39$$

$$R_{st,3} = R_{st,2} + \frac{2 \cdot F_{sd}}{n} \frac{1}{\tan \theta_3} \quad 3.40$$

Na direção y :

$$R_{st,4} = \frac{3 \cdot F_{sd}}{n} \frac{1}{\tan \theta_4} \quad 3.41$$

$$R_{st,5} = R_{st,4} + \frac{4 \cdot F_{sd}}{n} \frac{1}{\tan \theta_5} \quad 3.42$$

3.3.7 Método adaptado de Park, Kuchma e Souza (2008)

Park, Kuchma e Souza (2008) indicaram um método para o dimensionamento de blocos sobre quatro estacas, neste trabalho será apresentado o método e as modificações necessárias na tentativa de aplicá-lo ao dimensionamento de blocos sobre cinco e seis estacas.

O modelo de treliça proposto por Park, Kuchma e Souza (2008), tem como particularidade, a consideração de bielas horizontais abaixo do pilar (Figura 3.21). Os eixos dessas barras horizontais ficam a uma altura de $h/8$ abaixo da face superior do bloco. Os pontos de início bielas inclinadas são determinados admitindo que a tensão que atua na seção do pilar é substituída por forças concentradas equivalentes.

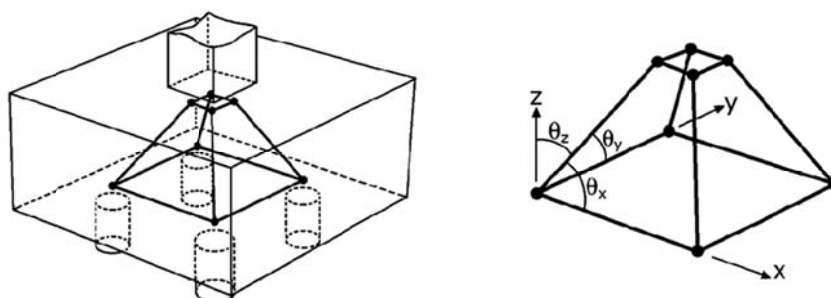


Figura 3.21 - Modelo de treliça para um bloco com quatro estacas
[Park, Kuchma e Souza (2008)]

A área efetiva da biela inclinada no nó superior é calculada considerando o ponto de início das bielas em $a_p/4$ e um quadrado cujo lado corresponde ao comprimento disponível na base do pilar, como mostrado na Figura 3.22. A área da biela pode ser

aumentada por um fator k que leva em conta a contribuição da armadura na seção de concreto do pilar. Logo, deduzindo a equação para área da biela junto ao pilar, considerando um pilar quadrado:

$$A_{cb,p} = \frac{a_p}{\sqrt{2}} \cdot \left[\frac{a_p}{\sqrt{2}} \cdot \cos \theta_z + k \cdot d \cdot \text{sen } \theta_z \right] \quad 3.43$$

sendo:

$$k = \sqrt{(t \cdot \rho)^2 + 2 \cdot t \cdot \rho} - t \cdot \rho \quad 3.44$$

$$t = \frac{E_y}{E_c} \quad 3.45$$

ρ - a taxa geométrica de armadura no pilar;

E_y - o módulo de elasticidade do aço das barras das armaduras;

E_c - o módulo de elasticidade do concreto.

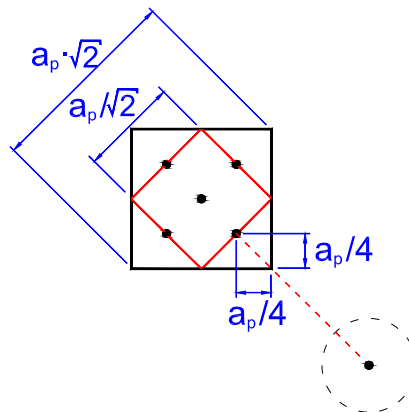


Figura 3.22 - Lado das seções das bielas, considerando pilar quadrado e bloco sobre quatro estacas

A adaptação sugerida para o método é feita a partir da análise da primeira parcela da equação 3.43, a qual indica que a área inicial de cada biela é igual à metade da área do pilar, decomposta na direção do eixo dessa biela, como apresentado a seguir:

$$A_{cb,p} = \frac{a_p}{\sqrt{2}} \cdot \frac{a_p}{\sqrt{2}} \cdot \cos \theta_z = \frac{a_p^2}{2} \cdot \cos \theta_z \quad 3.46$$

Sendo assim, adotou-se que para o bloco sobre seis estacas, essa primeira parcela iria corresponder a $a_p^2/3 \cdot \cos \theta_z$ e para o bloco sobre cinco estacas seria $a_p^2/2,5 \cdot \cos \theta_z$, mantendo-se assim a mesma proporção entre os diferentes tipos de blocos. Além disso, os pontos de início das bielas junto ao pilar foram convenientemente posicionados de acordo o formato da seção do pilar, seguindo a recomendação de Andrade (1989). A altura das bielas horizontas foi mantida em $h/8$ abaixo da face superior do bloco.

A área efetiva da biela inclinada no nó inferior é calculada por:

$$A_{cb,e} = \frac{\pi}{4} \cdot a_{est} \cdot [a_{est} \cdot \cos \theta_z + 2 \cdot (h - d) \cdot \sen \theta_z] \quad 3.47$$

A área efetiva da biela inclinada A_{cb} , considerada na verificação, é a menor das áreas calculadas pelas equações 3.43 e 3.47.

Pela complexidade em se considerar bielas horizontais abaixo do pilar, principalmente nos blocos sobre cinco estacas, optou-se por considerar apenas uma biela horizontal em cada direção principal paralela ao lado do pilar. A força atuante nessas bielas será dada pela soma das reações horizontais das bielas inclinadas.

A altura efetiva das bielas horizontais é considerada $h/4$ e a largura da biela é o lado do pilar, sendo assim:

$$A_{ch} = \frac{h}{4} \cdot a_p \quad 3.48$$

Para que não ocorra fendilhamento do concreto nas bielas inclinadas, Park, Kuchma e Souza (2008) indicam que a tração perpendicular ao eixo da biela causa uma redução na resistência e rigidez, referindo a esse fenômeno como “amolecimento”

do concreto ou “encruamento negativo” à compressão. Sendo assim, a tensão resistente das bielas inclinadas é calculada pelas equações:

$$\sigma_{cb,R} = \xi \cdot f'_c \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_\ell}{\xi \cdot \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_\ell}{\xi \cdot \varepsilon_0} \right)^2 \right] \text{ para: } \frac{\varepsilon_\ell}{\xi \cdot \varepsilon_0} \leq 1 \quad 3.49$$

$$\sigma_{cb,R} = \xi \cdot f'_c \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{\left(\frac{\varepsilon_\ell}{\xi \cdot \varepsilon_0} \right) - 1}{\frac{2}{\xi} - 1} \right]^2 \right\} \text{ para: } \frac{\varepsilon_\ell}{\xi \cdot \varepsilon_0} > 1 \quad 3.50$$

sendo:

ε_ℓ - a deformação de compressão longitudinal da biela;

ε_0 - a deformação de compressão no corpo-de-prova cilíndrico, aproximada por;

$$\varepsilon_0 = 0,002 + 0,001 \cdot \left(\frac{f'_c - 20}{80} \right) \text{ para: } 20 \leq f'_c \leq 100 \text{ MPa} \quad 3.51$$

ξ - é o coeficiente de encruamento negativo do concreto, calculado por:

$$\xi = \frac{5,8}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 400 \cdot \varepsilon_p}} \leq \frac{0,9}{\sqrt{1 + 400 \cdot \varepsilon_p}} \quad 3.52$$

sendo:

ε_p - a deformação de tração da direção perpendicular ao eixo da biela;

A compatibilidade de deformações considerada no método é constituída pela soma das deformações normais em duas direções perpendiculares. O valor dessa soma é invariável e a relação entre essas duas deformações pode ser obtida por:

$$\varepsilon_h + \varepsilon_v = \varepsilon_\ell + \varepsilon_p \quad 3.53$$

sendo:

ε_v - a deformação na direção vertical;

ε_h - a deformação na direção horizontal.

Park, Kuchma e Souza (2008) adotam ε_h e ε_v iguais a 0,002 admitindo ser um valor bem conservador.

A força característica máxima para que não ocorra ruptura das bielas inclinadas é calculada por:

$$\sigma_{cb,S} = \frac{R_{cb,S}}{A_{cb}} \leq \xi \cdot f'_c \quad 3.54$$

sendo $R_{cb,S}$ a força solicitante de compressão na biela inclinada, calculada pelo equilíbrio da treliça.

A força característica máxima para que não ocorra ruptura das bielas horizontais é calculada por:

$$\sigma_{ch,S} = \frac{R_{ch,S}}{A_{ch}} \leq 0,85 \cdot f'_c \quad 3.55$$

sendo $R_{ch,S}$ força solicitante resultante de compressão na biela horizontal, calculada pelo equilíbrio da treliça.

Para o cálculo das armaduras dos tirantes, o método também considera que uma parcela de força é absorvida pelo concreto tracionado que envolve as barras das armaduras. A tensão nas barras das armaduras é determinada a partir da deformação do concreto que as envolve e tensão de tração no concreto pode ser calculada por:

$$\sigma_{ct} = \frac{f_{ct}}{1 + \sqrt{200 \cdot \varepsilon_\ell}} \quad 3.56$$

sendo f_{ct} a resistência à tração do concreto.

Considerando $f_{ct} = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$ e $\varepsilon_\ell = 0,002$, a força de tração resistida pelo tirante de concreto é calculada por:

$$F_{ct,R} = 0,20 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{ct} \quad 3.57$$

sendo A_{ct} a área da seção transversal do tirante de concreto, calculada considerando uma altura igual a $d/4$ multiplicada pela largura disponível no bloco.

A força de tração resistida pelas barras das armaduras do tirante é calculada por:

$$F_{yt,R} = E_y \cdot A_{yt} \cdot \varepsilon_y \quad 3.58$$

sendo:

A_{yt} - a área de armadura do tirante;

E_y - módulo de elasticidade do aço;

ε_y - a deformação de tração das barras de aço no tirante.

Por fim, a força no tirante deve ser resistida pelo tirante de concreto e as barras da armadura:

$$F_{t,R} = F_{yt,R} + F_{ct,R} \quad 3.59$$

O processo de cálculo é iterativo. Os passos para a verificação do bloco são os seguintes:

- A partir das forças externas consideradas, definir a geometria da treliça e calcular as forças nas bielas e nos tirantes;
- Calcular as tensões solicitantes $\sigma_{cb,S}$ nas bielas inclinadas, considerando a força solicitante na biela dividida pela área A_{cb} correspondente;
- Calcular um valor inicial para ξ dividindo $\sigma_{cb,S}$ por f'_c ;

- Calcular ε_ρ pela equação 3.49 ou 3.50, utilizando os valores de $\sigma_{cb,R} = \sigma_{cb,S}$ e ξ ;
- Calcular ε_p pela equação 3.53;
- Calcular novo valor de ξ pela equação 3.52;
- Calcular novo valor de $\sigma_{cb,R}$ pelas equações 3.49 ou 3.50 e comparar com o valor de $\sigma_{cb,R}$ anterior. Se os valores das tensões estiverem próximos, pode-se prosseguir na verificação, adotando o valor de ξ . Caso contrário, deve refazer o processo, até que se obtenha um valor de ξ adequado;
- Verificar as tensões nas bielas pelas equações 3.54 e 3.55;
- Calcular parcela de força resistida pelos tirantes de concreto e, em seguida, calcular as áreas das armaduras.

3.4 Teoria clássica de bielas e tirantes

Os modelos de bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas, ligadas por meio de nós. 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. Em alguns casos, as tensões de tração também podem ser absorvidas pelo concreto.

Schlaich e Schäfer (1991) consideram que neste método a estrutura é projetada de acordo com o teorema do limite inferior da plasticidade. Contudo, desde que os materiais, em particular o concreto, permitam somente deformações plásticas limitadas, o sistema estrutural interno tem que ser escolhido de modo que a capacidade de deformação não exceda esse limite.

Schlaich e Schäfer (1991) indicam que, as regiões onde a hipótese de Bernoulli, de distribuição linear de deformação, é assumida como válida, são definidas como regiões B. Nessas regiões, as forças ou tensões internas podem ser decompostas em momento fletor, força cortante e forças axiais, cujos métodos de cálculo estão consolidados e disponíveis nas normas de projeto. Esses métodos padrão não são

aplicáveis a outros elementos e detalhes da estrutura, onde a distribuição de deformações é significativamente não linear, por exemplo, regiões próximas a cargas concentradas, como no caso de blocos sobre estacas. Essas regiões são chamadas de regiões D.

A subdivisão da estrutura, em regiões B e D, pode ser feita considerando-se as trajetórias de tensões nas proximidades das regiões descontínuas. Conforme o Princípio de *Saint-Venant*, há uma região definida por dimensões da mesma ordem de grandeza da seção transversal do elemento carregado, na qual se processa a regularização das tensões. Sendo assim, essas seções podem ser assumidas pela aproximação da distância h da descontinuidade geométrica ou do carregamento concentrado, sendo h a altura da seção da região B adjacente.

Os blocos rígidos sobre estacas se enquadram claramente na definição de região D, pois não possuem comprimento suficiente para dissipar as perturbações de tensões proveniente das cargas concentradas oriundas tanto do pilar quanto das estacas.

Para o projeto das regiões D, deve-se conhecer a geometria das mesmas e os esforços solicitantes no contorno. Nos blocos sobre estacas, as forças no contorno são a carga do pilar e as reações das estacas.

O desenvolvimento do modelo da região D é mais simplificado se as tensões elásticas e a direção das tensões principais são obtidas por meio do método dos elementos finitos. A direção das bielas é tomada de acordo com as direções principais das tensões de compressão, ou o mais importante, bielas e tirantes são localizados no centro geométrico dos diagramas de tensões das seções. Quando não há possibilidade de realizar modelagem numérica da estrutura, pode-se utilizar o processo do “caminhamento” das cargas.

No processo do “caminhamento” das cargas, os diagramas de tensões de todas as forças, aplicadas no contorno da região D, são substituídos por carregamentos concentrados equivalentes, de tal maneira que em lados opostos da região D esses carregamentos possam ser interligados por “caminhos” de força dentro da estrutura. Esses “caminhos” não podem se interceptar. Após o traçado dos “caminhos” das cargas, os trechos em curva são substituídos por polígonos e, mais bielas e tirantes devem ser adicionados para prover o equilíbrio transversal (Figura 3.23).

Schlaich e Schäfer (1991) recomendam que o ângulo entre as bielas e tirantes, em particular aqueles mais solicitados, precisa ser maior que 45° (e se possível maior que 60°) para evitar problemas de incompatibilidade. Fusco (1995) recomenda que o ângulo fique limitado a $26^\circ \leq \theta \leq 63^\circ$. O limite recomendado pelo CEB-FIP *Model Code 1990* (1993) é $45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. O ACI 318:08 recomenda que o ângulo não pode ser menor que 25° .

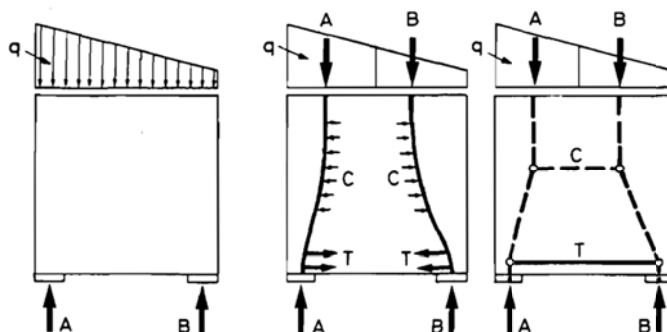


Figura 3.23 - Determinação do modelo de treliça pelo processo do caminho das cargas
[Schlaich e Schäfer (1991)]

Em se tratando de estruturas tridimensionais, que não podem ser aproximadas por um modelo de análise plano, como os blocos com mais de duas estacas, pode-se subdividir o modelo de treliça espacial em planos individuais e tratá-las separadamente com o objetivo de simplificar a obtenção do modelo. Mesmo fazendo essa divisão, a interação dos modelos em diferentes planos precisa ser compatibilizada.

No que se refere à verificação das tensões no concreto, Souza (2004) indica que a resistência efetiva, das bielas e dos nós nos casos bidimensionais, é menor que nos os casos tridimensionais. Nos casos tridimensionais a resistência das bielas tende a ser maior devido ao efeito de confinamento disponível.

Vários pesquisadores e recomendações de norma sugerem parâmetros de resistência para casos bidimensionais. Souza (2004) afirma que se esses parâmetros forem usados para os casos tridimensionais, o projetista estará a favor da segurança.

Os parâmetros de verificação das bielas e nós descrito a seguir, referem-se aos parâmetros recomendados para os casos bidimensionais.

3.4.1 Verificação das bielas

As resistências dos campos de tensões de compressão dependem do estado multiaxial de tensões e da presença de fissuras ou de armaduras. No dimensionamento de todos os tipos de bielas, Schlaich e Schäfer (1991) sugerem as seguintes tensões limites para o concreto:

- $\sigma_{cd,b} = 1,0 \cdot f_{cd}$ para estado uniaxial e campos de tensões sem perturbações;
- $\sigma_{cd,b} = 0,8 \cdot f_{cd}$ para campos de tensões com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $\sigma_{cd,b} = 0,6 \cdot f_{cd}$ para campos de tensões com fissuras inclinadas.

De acordo com o CEB-FIP *Model Code 1990* (1993), a tensão limite do concreto nas bielas é calculada por:

- Para zonas de concreto não fissurado:

$$\sigma_{cd,b} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad 3.60$$

- Para zonas de concreto fissurado:

$$\sigma_{cd,b} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad 3.61$$

De acordo com Fusco (1995)

Para $f_{ck} \leq 40$ MPa as tensões limites são:

- $\sigma_{cd,b} = f_{cd}$ para bielas confinadas em estado plano de tensão;
- $\sigma_{cd,b} = 0,85 \cdot f_{cd}$ para bielas não confinadas;
- $\sigma_{cd,b} = 0,60 \cdot f_{cd}$ para bielas não confinadas e fissuradas;

Para $f_{ck} > 40$ MPa as tensões limites são:

- $\sigma_{cd,b} = 0,9 \cdot f_{cd}$ para bielas confinadas em estado plano de tensão;

- $\sigma_{cd,b} = 0,8 \cdot f_{cd}$ para bielas não confinadas;
- $\sigma_{cd,b} = 0,50 \cdot f_{cd}$ para bielas não confinadas e fissuradas.

O ACI 318:08 indica que para a verificação da resistência das bielas, tirantes e nós, a força resistente de é calculada por:

$$F_{Rd} = \phi_c \cdot F_{Rk} \geq F_{Sd} \quad 3.62$$

sendo:

ϕ_c - fator de redução da resistência igual a 0,75;

F_{Rk} - força característica resistente;

F_{Sd} - força solicitante de cálculo, já majorada por um coeficiente igual a 1,4.

A resistência nominal de compressão das bielas sem armadura longitudinal deve ser menor que:

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cb} \quad 3.63$$

sendo:

F_{ns} - força nominal de compressão nas bielas;

A_{cb} - área transversal das bielas;

f_{ce} - resistência efetiva de compressão do concreto na biela.

A resistência efetiva de compressão concreto das bielas é calculada por:

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad 3.64$$

sendo:

f'_c - resistência característica do concreto correspondente a um quantil de 1%;

β_s - fator de redução que considera a forma da biela: $\beta_s = 1,0$ para bielas com tensões paralelas (Figura 3.24a); $\beta_s = 0,60$ para bielas com tensões curvilíneas e sem armaduras transversais (Figura 3.24b); $\beta_s = 0,75$ também se aplica a este segundo tipo de biela, porém a bielas com armaduras transversais; $\beta_s = 0,60$ para bielas de seção crescente em que as larguras das extremidades são diferentes, (Figura 3.24c).

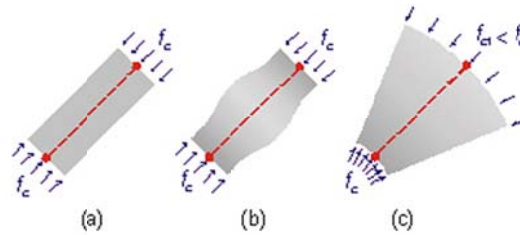


Figura 3.24 - Configurações básicas das bielas

[<http://dankuchma.com/stm/STM>, acesso em 12/03/2012]

A CSA A23.3:04 recomenda que as dimensões das bielas precisam ser grandes o suficiente para que a força de compressão não exceda a:

$$\phi_c \cdot f_{cu} \cdot A_{cs} \quad 3.65$$

sendo:

A_{cs} - área da seção transversal da biela;

f_{cu} - tensão limite de compressão do concreto na biela;

ϕ_c - fator de redução da resistência do concreto igual a 0,65.

A tensão de compressão limite na biela f_{cu} é calculada por:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85 \cdot f'_c \quad 3.66$$

sendo:

f'_c - resistência característica do concreto referente a um quantil de 1%;

ε_1 - deformação de tração na direção perpendicular à biela, dada por:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cdot \cot g^2 \theta_s \quad 3.67$$

em que:

θ_s - menor ângulo entre a biela e as barras que a intercepta;

ε_s - deformação média da barra de armadura que atravessa a biela.

O projeto de revisão do Código Modelo da FIB (2010) recomenda que para o dimensionamento das bielas a redução da resistência de compressão do concreto $k_c \cdot f_{ck}/\gamma_c$ deve ser usada. O fator de redução k_c é dado por:

- para estados de tensão de compressão sem perturbações e para regiões com tensão de compressão transversal:

$$k_c = 1,0 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0 \quad 3.68$$

- para bielas e regiões de compressão com fissuras paralelas à direção de compressão com armaduras transversais tracionadas:

$$k_c = 0,75 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0,8 \quad 3.69$$

- para regiões de compressão com armaduras oblíquas à direção de compressão:

$$k_c = 0,55 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0,55 \quad 3.70$$

sendo:

γ_c - fator de redução da resistência do concreto igual a 1,5;

f_{ck} em MPa.

De acordo com o ACI 318:08, a largura da biela usada para o cálculo da área A_{cs} da seção transversal da biela, é a menor dimensão perpendicular ao eixo da biela, nas extremidades da mesma. Sendo assim, a área das bielas nos blocos sobre estacas é a menor área entre: a face do nó de extremidade da biela junto ao pilar ou a face do nó junto à estaca. Como nos blocos sobre cinco ou seis estacas o modelo de bielas e tirantes é tridimensional, há uma dificuldade em determinar, de maneira precisa, a forma e a área da face desses nós.

Um critério prático, adotado neste texto, é de que a seção transversal da biela, junto às estacas, tem a forma de uma elipse. O maior eixo dessa elipse está esquematizado na Figura 3.25a, logo:

$$w_{bl} = a_{est} \cdot \text{sen } \theta + \Delta \cdot \text{cos } \theta \quad 3.71$$

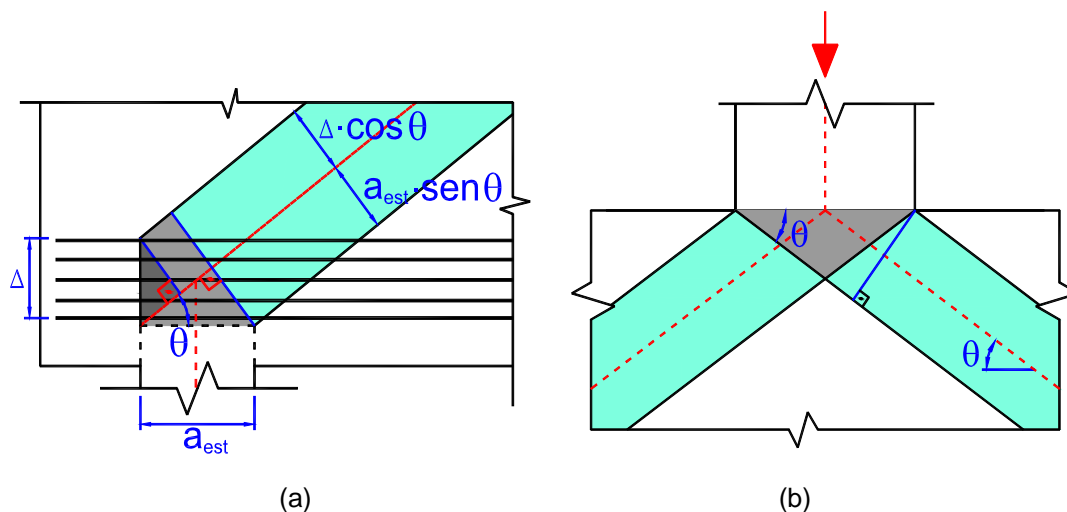


Figura 3.25 - Esquema das áreas das superfícies nodais: (a) nó junto à estaca; (b) nó junto ao pilar.

O menor eixo da elipse é calculado considerando apenas o diâmetro da estaca, sem a contribuição da armadura:

$$w_{bt} = a_{est} \quad 3.72$$

A área da face do nó junto à estaca é calculada pela área da elipse:

$$A_{cn,est} = \pi \cdot w_{bt} \cdot w_{bl} \quad 3.73$$

Para determinar a área das bielas junto ao pilar, foram considerados os pontos de início das bielas como indicado na Figura 3.26 e a decomposição da área na direção o eixo da biela foi feita como esquematizado na Figura 3.25b. Além disso, a mesma relação entre a área do pilar e a área de cada biela, adotada para o método de Park, Kuchma e Souza (2008), foi adotada para a teoria clássica de bielas e tirantes, sendo assim:

$$A_{cn,pilar} = \frac{2 \cdot A_{pilar}}{n} \cdot \text{sen } \theta \quad 3.74$$

sendo:

A_{pilar} - a área da seção transversal do pilar;

n - o número de estacas.

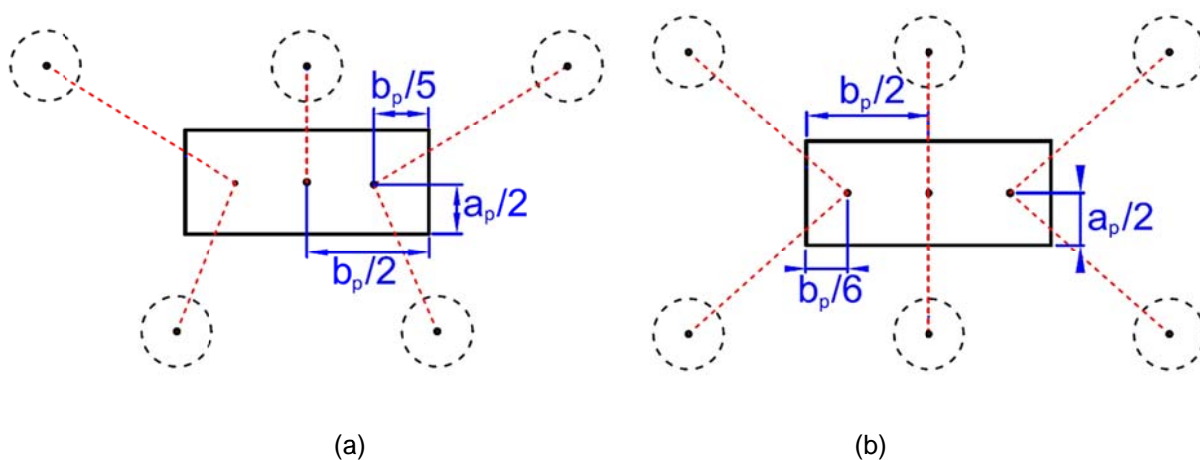


Figura 3.26 - Ponto considerado como início das bielas nos blocos sobre: (a) cinco estacas; (b) seis estacas.

A área da seção transversal da biela será a menor entre as calculadas pelas equações 3.73 e 3.74.

3.4.2 Verificação dos nós

Schlaich e Schäfer (1991) definem os nós como regiões em que forças são desviadas considerando certa espessura e largura do elemento. A geometria dos nós é obtida considerando a geometria das bielas que se encontram no nó e das

barras da amadura ancorada nessa região. As tensões de compressão médias nas regiões nodais devem ser limitadas em:

- $\sigma_{cd,n} = 1,1 \cdot f_{cd}$ para nós em que ocorrem somente tensões de compressão, criando um estado bi ou tri axial de tensões de compressão na região nodal;
- $\sigma_{cd,n} = 0,8 \cdot f_{cd}$ para nós em que as barras das armaduras são ancoradas.

De acordo com o CEB-FIP *Model Code 1990* (1993), a resistência efetiva do concreto nos nós é calculada por:

- nós somente com bielas:

$$\sigma_{cd,b} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad 3.75$$

- nós em que os tirantes principais são ancorados:

$$\sigma_{cd,b} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad 3.76$$

O ACI 318:08 indica que a resistência nominal de compressão das zonas nodais é calculada por:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{cn} \quad 3.77$$

sendo A_{cn} área da face do nó.

A resistência de compressão efetiva das zonas nodais é:

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad 3.78$$

sendo:

β_n - fator de redução da resistência que varia em função do tipo de nó: $\beta_n = 1,0$ para nós em que só concorrem bielas (C-C-C); $\beta_n = 0,80$ em zonas nodais

ancorando um tirante (C-C-T); e, $\beta_n = 0,60$ em zonas nodais ancorando mais de um tirante (C-T-T ou T-T-T). Os diferentes tipos de nós são mostrados na Figura 3.27.

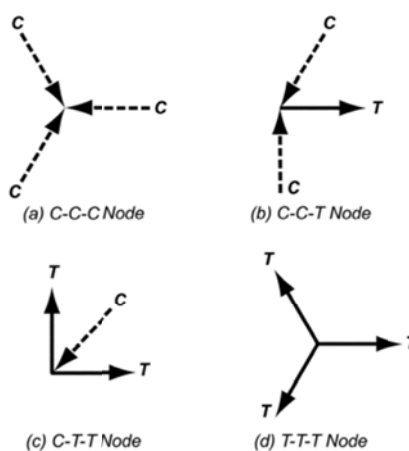


Figura 3.27 - Tipos de nós

[ACI 318:08]

A CSA A23.3:04 recomenda que se for promovido confinamento adequado, o cálculo da tensão de compressão no concreto das regiões nodais não pode exceder a:

- $0,85 \cdot \phi_c \cdot f'_c$ em regiões nodais delimitadas por bielas ou áreas de aplicação de carregamentos;
- $0,75 \cdot \phi_c \cdot f'_c$ em regiões nodais que ancoram um tirante em apenas uma direção;
- $0,65 \cdot \phi_c \cdot f'_c$ em regiões nodais que ancoram tirantes em mais de uma direção.

O projeto de revisão do Código Modelo da FIB (2010) recomenda para o dimensionamento dos nós que a redução da resistência de compressão do concreto $k_c \cdot f_{ck} / \gamma_c$ deve ser usada. O fator de redução k_c é calculado por:

- para nós em que não há tirantes ancorados:

$$k_c = 1,0 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad 3.79$$

- para nós comprimidos ou tracionados com ancoragem de tirantes em uma ou mais direções:

$$k_c = 0,75 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0,8 \quad 3.80$$

O projeto de revisão do Código Modelo da FIB (2010) indica que as tensões de compressão podem ser acrescidas de até 10% quando:

- o estado tri-axial de compressão estiver garantido;
- todos os ângulos entre as bielas e tirantes forem maiores que 55°;
- as tensões aplicadas em apoios ou pontos de aplicação de carregamentos forem uniformes, e o nó tiver estribos de cintamento;
- as barras de armaduras forem dispostas em várias camadas;
- o nó é seguramente confinado por meios de suportes ou por atrito.

Para o caso de blocos sobre estacas, a área da face do nó referente à biela junto às estacas é calculada pela equação 3.73 e a área da face do nó referente à biela junto ao pilar é calculada pela equação 3.74.

3.4.3 Dimensionamento dos tirantes

Normalmente, as forças nos tirantes são resistidas pelas barras da armadura. A área de armadura é obtida a partir da força no tirante e da resistência do aço, de acordo com a norma de projeto adotada.

Tirantes de concreto podem ser utilizados para o equilíbrio de forças somente se houver pequena possibilidade de ocorrer colapso progressivo da estrutura e que os locais das zonas de ruptura sejam assumidos.

3.5 Disposições construtivas para blocos sobre estacas

3.5.1 Altura dos blocos

O Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) considera como sendo blocos rígidos aqueles em que a distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada ℓ_c (Figura 3.1) é menor que uma vez e meia a altura h do bloco. Considera, também, que ℓ_c tem que ser maior que a metade da altura h . Sendo assim:

$$\frac{h}{2} \leq \ell_c \leq 1,5 \cdot h \quad 3.81$$

A altura do bloco pode variar, decrescendo linearmente da face do pilar até a extremidade do bloco, desde que as condições de resistência à força cortante sejam verificadas em todas as seções e que sejam respeitadas as medidas para o alojamento das barras nas extremidades.

Calavera (1991), seguindo especificações da EH:91, recomenda que a altura do bloco não pode ser menor que 40 cm ou que $1,5 \cdot a_{est}$, sendo a_{est} o diâmetro da estaca.

Fusco (1995) indica que a altura do bloco tem que ser maior que 30 cm e que esta altura seja maior do que o comprimento de ancoragem das barras da armadura do pilar. A altura do bloco pode ser variável. Porém a altura na extremidade do bloco não pode ser inferior a $h/3$ nem a $1,5 \cdot a_{est}$.

A ABNT NBR 6118:2007 indica que o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem das barras da armadura de arranque dos pilares.

Kokai (2006) recomenda que os blocos não tenham uma altura inferior a 12 polegadas ($\cong 30$ cm).

A CSA A23.3:04 recomenda que a altura mínima dos blocos sobre estacas, acima da armadura inferior (altura útil) e acima do topo das estacas, não deve ser menor que 30 cm.

3.5.2 Ligação estaca bloco

Calavera (1991) recomenda que a ponta superior da estaca precisa ser embutida no bloco em, pelo menos, 10 cm e não mais que 15 cm.

Kokai (2006) recomenda que o fuste da estaca seja embutido, no mínimo, 15 cm no bloco.

Fusco (1995) recomenda que as estacas precisam ser embutidas no bloco, de modo que $d' \geq 0,15 \cdot a_{est}$, como mostrado na Figura 3.28.

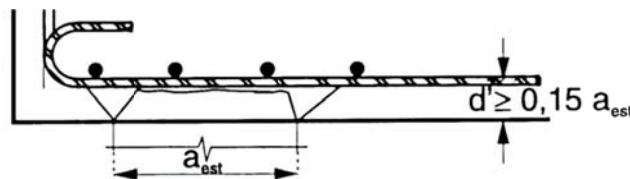


Figura 3.28 - Embutimento da estaca no bloco

[Fusco (1995)]

3.5.3 Distância da face da estaca à extremidade do bloco

Calavera (1991) indica que a distância entre qualquer ponto do perímetro da estaca até a borda do bloco não pode ser menor que o raio da estaca nem a 25 cm.

Kokai (2006) recomenda que a distância mínima entre o eixo da estaca à extremidade do bloco seja de $2 \cdot a_{est}$.

Fusco (1995) recomenda que a distância da face externa da estaca à borda do bloco precisa ser maior ou igual ao diâmetro da própria estaca.

Além dessas recomendações para a distância mínima entre a face externa da estaca e a extremidade do bloco, essa distância deve ter o tamanho necessário para ancorar as barras das armaduras principais de tração e fornecer o adequado cobrimento.

3.5.4 Espaçamento entre as estacas

ABNT NBR 6118:2007 e a ABNT NBR 6122:2010 indica que para blocos rígidos sobre estacas, com um conjunto de estacas espaçadas de $2,5 \cdot a_{est}$ a $3 \cdot a_{est}$, pode-se admitir distribuição uniforme das reações nas estacas. Estes limites são os mesmos recomendados por Fusco (1995).

Machado (1985) recomenda que as estacas pré-fabricadas sejam espaçadas de $2,5 \cdot a_{est}$ e estacas moldadas no local tenham um espaçamento de $3 \cdot a_{est}$.

Montoya (2000) indica que pode ser adotada, para espaçamento entre estacas, a distância de $2 \cdot a_{est}$, ou 1,75 vez a diagonal, no caso de seção quadrada, porém não menor que 75 cm.

Kokai (2006) indica que o espaçamento das estacas pode variar entre $3 \cdot a_{est}$ e $4 \cdot a_{est}$. Usualmente se adota o espaçamento de $3 \cdot a_{est}$. Porém esse espaçamento precisa ser confirmado por estudo geotécnico.

3.5.5 Reações das estacas

Quando a força do pilar é excêntrica, as reações das estacas não serão iguais. Para determinar a reação em cada estaca, pode-se admitir que elas funcionem como birrotuladas, o que consiste em desprezar o momento fletor em virtude do engastamento das estacas no bloco e no terreno. Nesse caso, apenas as forças normais nas estacas são determinantes para o dimensionamento do bloco. No caso de estaqueamentos isostáticos, a força em cada estaca é obtida pela simples aplicação das equações de equilíbrio. Se o problema for hiperestático, admite-se que o bloco é infinitamente rígido e aplica-se a equação de compatibilidade de deslocamentos. Nesse caso, o problema é análogo ao da determinação das tensões normais em uma seção submetida à flexão composta.

Como no exemplo do bloco sobre várias estacas, mostrado na Figura 3.29, submetido à força N_d com as excentricidades e_x e e_y em relação ao sistema de eixos que passa pelo centróide do estaqueamento. A força F_{di} em uma estaca situada na posição (x_i, y_i) é dada por:

$$F_{di} = N_d \cdot \left(\frac{1}{n} \pm \frac{e_x}{I_x} \cdot x_i \pm \frac{e_y}{I_y} \cdot y_i \right) \quad 3.82$$

Sendo n o número de estacas, $I_x = \sum x_j^2$ e $I_y = \sum y_j^2$

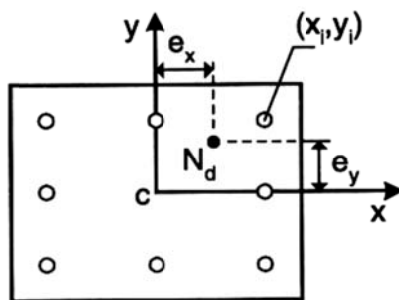


Figura 3.29 - Determinação da força em cada estaca

Para o dimensionamento dos blocos considerando força excêntrica, uma prática comum é considerar o número de estacas e o espaçamento entre elas de modo que não haja força de tração nas estacas. A verificação das tensões e cálculo das armaduras é feita considerando que todas as estacas estão submetidas ao maior valor calculado de reação vertical.

Além de obter as reações verticais das estacas, Calavera (1991) sugere que se adote uma excentricidade acidental mínima, que deve ser levada em conta no projeto do bloco, em virtude da incerteza e do controle de locação das estacas na obra, como mostrado na Figura 3.30. Esta excentricidade acidental é igual a:

$e = 5 \text{ cm}$ em obras com alto controle de execução;

$e = 10 \text{ cm}$ em obras com controle de execução normal;

$e = 15 \text{ cm}$ em obras com baixo controle de execução.

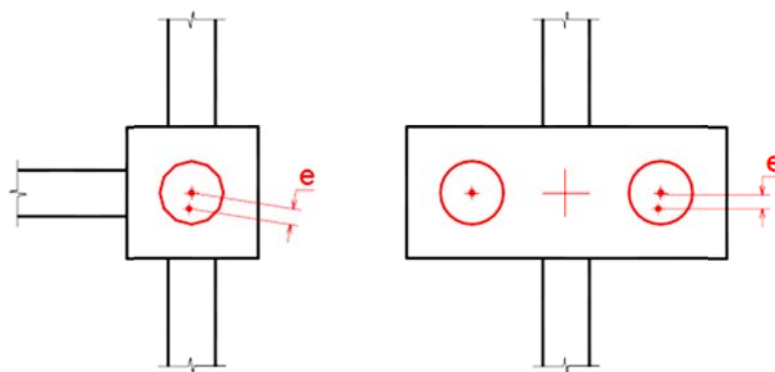


Figura 3.30 - Excentricidade acidental
[adaptado de Calavera (1991)]

Kokai (2006) indica que as estacas e os blocos devem ser projetados admitindo-se que cada reação axial da estaca pode ter uma excentricidade acidental, em qualquer direção, equivalente ao especificado como tolerância de locação da estaca, porém não menor que 5 cm.

3.5.6 Disposição das armaduras principais

O Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) recomenda que as barras, da armadura principal, podem ser uniformemente distribuídas, ou em faixas sobre as estacas.

A ABNT NBR 6118:2007 recomenda que a armadura de flexão precisa ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, com largura igual a $1,2 \cdot a_{est}$, em proporções de equilíbrio das bielas. Também é necessário dispor armaduras secundárias uniformemente distribuídas, como será visto mais a frente.

Fusco (1995) recomenda, para blocos com várias estacas, a disposição das armaduras principais em apenas duas direções ortogonais entre si. As armaduras devem ser concentradas sobre as estacas em uma faixa de largura $1,4 \cdot a_{est}$, como mostrado na Figura 3.31.

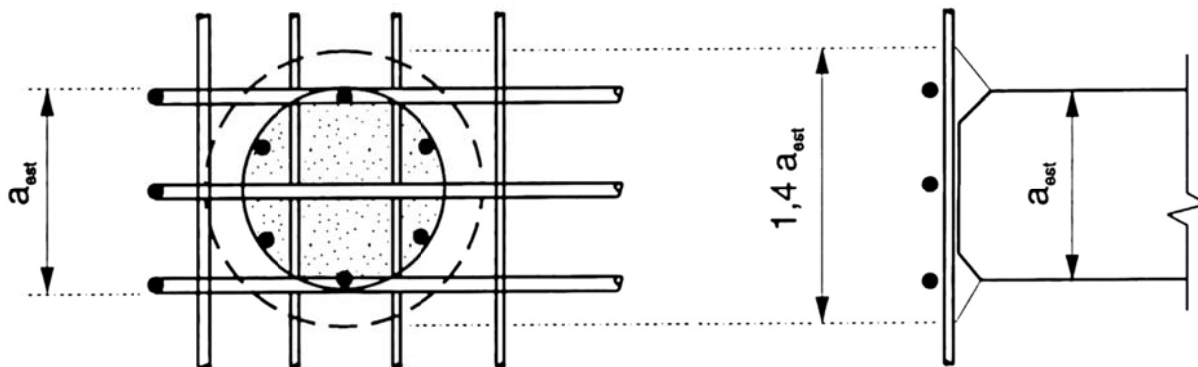


Figura 3.31 - Faixa de distribuição das armaduras principais

[Fusco (1995)]

3.5.7 Ancoragem das barras da armadura principal

O Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) recomenda que as armaduras sejam dispostas de modo a satisfazer as condições de ancoragem além das estacas periféricas. Pode-se considerar ancorada quando as barras da armadura inferior que atravessam a superfície cilíndrica axial sobre a estaca é capaz de equilibrar uma força correspondente a 80% da reação dessa estaca. No caso de armadura distribuída uniformemente, somente as barras dentro de uma faixa igual a três vezes o diâmetro da estaca são consideradas, como mostrado na Figura 3.32.

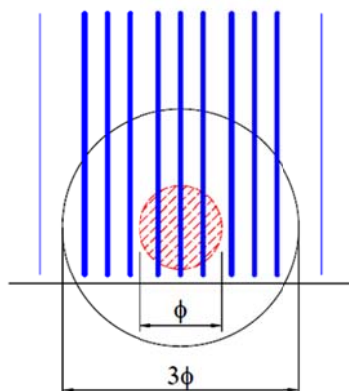


Figura 3.32 - Barras efetivamente consideradas no cálculo da ancoragem

[adaptado de Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)]

A aderência precisa ser verificada para não ocorrer escorregamento das barras da armadura. A verificação é feita com a força cortante de cálculo relativa à seção de referência S_1 (Figura 3.4), por unidade de largura, que não pode ultrapassar o valor limite calculado pela expressão:

$$V_{d1} \leq 0,9 \cdot n \cdot d \cdot \phi \cdot f_{bd} \quad 3.83$$

sendo:

n - o número de barras por unidade de largura;

ϕ - o diâmetro da barra de aço;

d - a altura útil na seção S_1 (ver Figura 3.4);

f_{bd} - a tensão de aderência resistente de cálculo, que neste caso optou-se por adotar o critério da ABNT NBR 6118:2007:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad 3.84$$

sendo:

η_1 - 1,0 para barras lisas (CA-25);

η_1 - 1,4 para barras entalhadas (CA-60);

η_1 - 2,25 para barras nervuradas (CA-50);

η_2 - 1,0 para situações de boa aderência;

η_2 - 0,7 para situações de má aderência;

η_3 - 1,0 para $\phi < 32 \text{ mm}$;

η_3 - $\frac{132-\phi}{100}$ para $\phi \geq 32 \text{ mm}$.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}, \quad f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}, \quad f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad 3.85$$

ABNT NBR 6118:2007 indica que as barras precisam se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Para barras com mais de 20 mm, precisam ser usados ganchos com 135° ou 180°. Além disso, precisa ser satisfeita a ancoragem das armaduras nas faixas sobre as estacas, medida a partir da face interna das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da compressão das bielas, porém a norma brasileira não indica um roteiro para considerar esse efeito.

Burke (1978) propôs um procedimento que considera: o aumento da tensão de aderência, na ancoragem das barras, por causa da diagonal comprimida; o efeito benéfico da ancoragem mecânica, quando houver barras perpendiculares ou inclinadas em relação às barras em análise; a força a ancorar resistida pelo gancho na extremidade; e o comprimento de ancoragem com início no eixo da estaca, como mostrado na Figura 3.33.

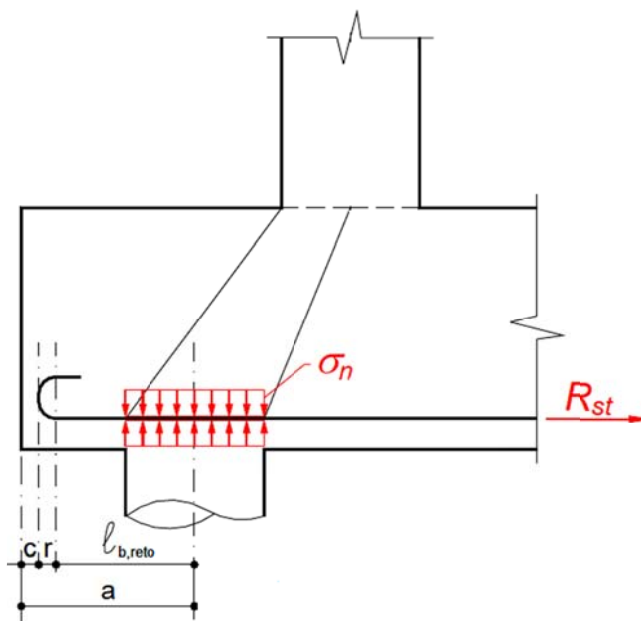


Figura 3.33 - Ancoragem das barras da armadura considerando a efeito favorável de compressão da biela

Considerando a resistência de aderência f_{bd} das barras da armadura calculada com os critérios da ABNT NBR 6118:2007 e o efeito benéfico da tensão de compressão das bielas σ_n (Figura 3.33), Burke (1978) indica que podem ser consideradas seguintes tensões de aderência efetivas:

- para estacas tipo Strauss $f_{bd,n} = 1,3 \cdot f_{bd}$;
- para estacas pré-moldadas $f_{bd,n} = 1,5 \cdot f_{bd}$;
- para tubulões $f_{bd,n} = 1,6 \cdot f_{bd}$.

Para a parcela da força ancorada resistida pelo gancho, Burke (1978) propôs os valores indicados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Força a ancorar resistida pelo gancho

| Diâmetro das barras de aço (mm) | Força a ancorar resistida pelo gancho - $R_{st, gan}$ (kN) | |
|---------------------------------------|---|------------------------------|
| | Ancoragem favorável | Ancoragem muito favorável |
| 12,5 | 27 | 34 |
| 16,0 | 40 | 51 |
| 20,0 | 55 | 71 |
| 25,0 | 88 | 144 |

A situação de ancoragem favorável se refere a blocos com estacas alinhadas, caso de blocos sobre duas estacas, com o detalhamento de barras verticais (estribos em forma de U invertido) para melhorar a ancoragem por efeito mecânico.

A situação de ancoragem muito favorável se refere a blocos com estacas não alinhadas, caso de blocos sobre três ou mais estacas. Na região das estacas, as barras referentes a cada direção, são dispostas perpendiculares ou inclinadas, umas sobre as outras, formando camadas, o que melhora a ancoragem por efeito mecânico (Figura 3.34).

Considerando que para cada barra da armadura, a força total a ancorar R_{st} é a própria capacidade da barra, ou seja:

$$R_{st} = A_{st} \cdot f_{yd} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot f_{yd} \quad 3.86$$

sendo f_{yd} a resistência de cálculo das barras de aço.

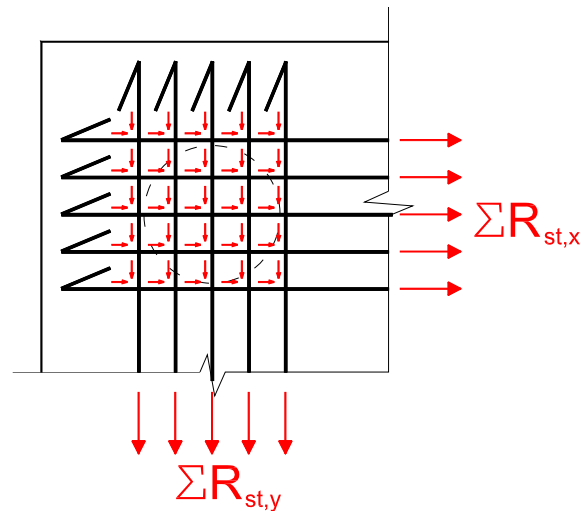


Figura 3.34 - Situação de ancoragem muito favorável

Logo, a parcela de força a ser ancorada pelo trecho reto é a força total, menos a força resistida pelo gancho:

$$R_{st,reto} = R_{st} - R_{st,gan} \quad 3.87$$

$$2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi}{2} \cdot \ell_{b,reto} \cdot f_{bd,n} = A_{st} \cdot f_{yd} - R_{st,gan} \quad 3.88$$

Por fim, o comprimento de ancoragem reta é calculado por:

$$\ell_{b,reto} = \frac{A_{st} \cdot f_{yd} - R_{st,gan}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd,n}} \quad 3.89$$

A medida da distância do centro da estaca até a face do bloco é calculada pela seguinte expressão:

$$a = \ell_{b,reto} + r + \phi + c \quad 3.90$$

sendo:

r - o raio de dobramento do gancho;

c - o cobrimento da armadura.

Calavera (1991) indica que o comprimento de ancoragem, contado a partir do eixo da estaca pode ser reduzido para $0,8 \ell_b$. Esta redução é admitida de acordo com a EH:91 em face da boa condição de aderência produzida pela compressão transversal das barras por conta da reação nas estacas e da força da biela.

Caso o comprimento de ancoragem reta não seja suficiente pode-se adotar gancho, como indicado na Figura 3.35, de modo que:

$$\frac{\ell_1}{0,7} \geq 0,8 \cdot \ell_b \quad e \quad \ell_2 = 0,8 \cdot \ell_b - \frac{\ell_1}{0,7} \quad 3.91$$

Calavera (1991) admite que o valor do comprimento ℓ_b pode ser multiplicado pela relação entre a armadura necessária dividida pela armadura efetiva. É necessário prolongar a armadura até a face do bloco (menos o cobrimento). O comprimento ℓ_1 não deve ser menor que:

$$\ell_1 \geq \begin{cases} \frac{\ell_b}{3} \\ 10 \phi \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Fusco (1995) afirma que todas as barras das armaduras principais precisam ter ganchos para garantir a ancoragem. Os ganchos precisam ficar situados efetivamente além da posição da estaca. Como esses ganchos estão envolvidos por concreto, havendo inclusive barras transversais que eliminam a tendência de fendilhamento, não há a necessidade de comprimentos retos de ancoragem, embora eles existam ao longo da seção ampliada da estaca.

Delalibera (2006) observou que a utilização de ganchos nas extremidades das barras não alterou o comportamento de blocos sobre duas estacas. Sugeriu que a seção de início da ancoragem reta seja considerada a partir da face interna da estaca, sendo que a força a ancorar é a força no tirante.

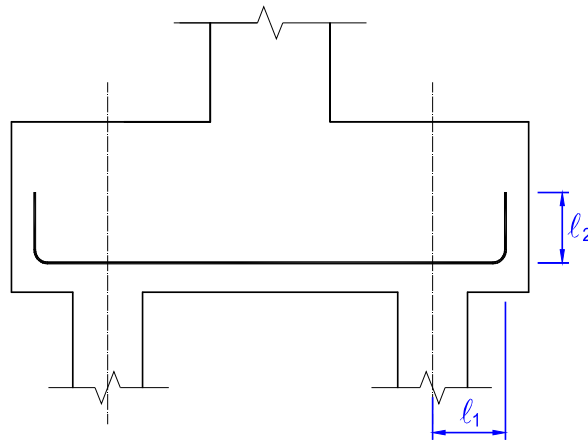


Figura 3.35 - Ancoragem das armaduras segundo Calavera (1991)
[adaptado de Calavera (1991)]

3.5.8 Armaduras secundárias

Para controlar a abertura de fissuras, é necessário dispor armaduras uniformemente distribuídas em todas as faces dos blocos sobre estacas.

Para o cálculo da armadura distribuída na face inferior dos blocos, a ABNT NBR 6118:2007 recomenda dispor armadura adicional em malha uniformemente distribuída em duas direções para no máximo 20% das forças totais, completando a armadura principal, calculada com uma resistência de cálculo de 80% de f_{yd} . Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% das forças totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que $3 \cdot a_{est}$, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de força a ser equilibrada. Com esses critérios da norma brasileira é possível calcular a área de aço para os estribos verticais em duas direções ortogonais, pois as armaduras que passam na face inferior do bloco podem ser prolongadas para as faces laterais e superior, fazendo o contorno do bloco.

Para os estribos horizontais nas faces laterais, na falta de um critério mais adequado, costuma-se utilizar o conceito de armadura de pele de vigas, descrito na ABNT NBR 6118:2007. Para calcular a área de concreto a ser considerada no cálculo da armadura de pele, mede-se a distância do eixo da estaca até a extremidade do bloco e espelha-se essa distância a partir do eixo da estaca para o lado interno do bloco, esse valor é multiplicado pela altura do bloco, como mostrado na Figura 3.36. Sendo assim:

$$A_{s,pele} = 0,001 \cdot A_{c,alma}$$

3.92

Para a armadura de pele, deve-se também respeitar o espaçamento máximo de 20 cm ou $d/3$.

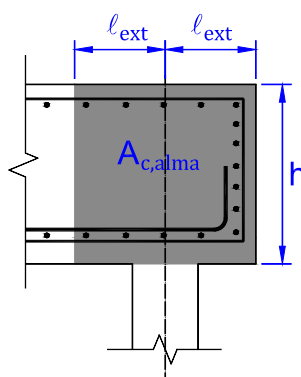


Figura 3.36 - Área de concreto para o cálculo da armadura de pele

3.5.9 Ancoragem das armaduras do pilar no bloco

ABNT NBR 6118:2007 indica que o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem das barras da armadura do pilar. Nessa ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras promovido pelas bielas no bloco.

De acordo com Fusco (1995) as barras da armadura do pilar precisam ter pelo menos o comprimento de ancoragem igual a $0,6 \cdot \ell_b$ dentro do bloco. Mesmo assim, a armadura do pilar precisa ser prolongada até o fundo do bloco, apoiando-se por meio de dobras sobre a armadura horizontal no fundo do bloco. Para garantir a posição da armadura durante a construção, os estribos do pilar precisam ser colocados até o fundo do bloco, podendo ser usando um espaçamento maior entre estribos, do que o espaçamento considerado para no tramo do pilar.

4 BLOCOS SOBRE CINCO E SEIS ESTACAS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são analisados os blocos sobre cinco e seis estacas, bem como os parâmetros relacionados à geometria dos blocos, dos pilares e das estacas correspondentes. No capítulo também são apresentados os aspectos da modelagem numérica pelo método dos elementos finitos.

4.2 Parâmetros avaliados nos blocos

Os parâmetros geométricos dos blocos sobre cinco e seis estacas foram definidos com base no projeto de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado, apenas com finalidade de definir a ordem de grandeza das dimensões dos blocos. Os dados restantes foram definidos a partir de recomendações da ABNT NBR 6118:2007 e de pesquisadores do assunto.

Para a variação dos parâmetros e definição dos blocos analisados, optou-se por adotar blocos base, tanto para bloco sobre cinco estacas, quanto para blocos sobre seis estacas. Esses blocos base possuem todos os seus parâmetros fixados. Para analisar a influência de um parâmetro específico, este foi alterado a partir do bloco base. Nos itens seguintes são apresentados os blocos e os respectivos parâmetros.

4.2.1 Dimensões em planta dos blocos

Para reduzir o número de blocos analisados, foram fixadas todas as dimensões em planta. Basicamente, as dimensões do bloco em planta estão relacionadas com o diâmetro das estacas e ao espaçamento entre elas. Sendo assim, entende-se que variar o diâmetro das estacas não iria ocasionar uma mudança significativa no comportamento estrutural, resultando apenas em blocos em escalas diferentes.

Em todos os blocos os diâmetros das estacas foram iguais a $a_{est} = 60 \text{ cm}$ (considerando uma estaca tipo hélice contínua) e o espaçamento entre os eixos das mesmas iguais a $3 \cdot a_{est} = 180 \text{ cm}$. A distância entre o plano tangente externo das estacas e as extremidades do bloco foi igual a 30 cm . Sendo assim, ficam definidos todos os parâmetros geométricos em planta dos blocos, como mostrado na Figura 4.1.

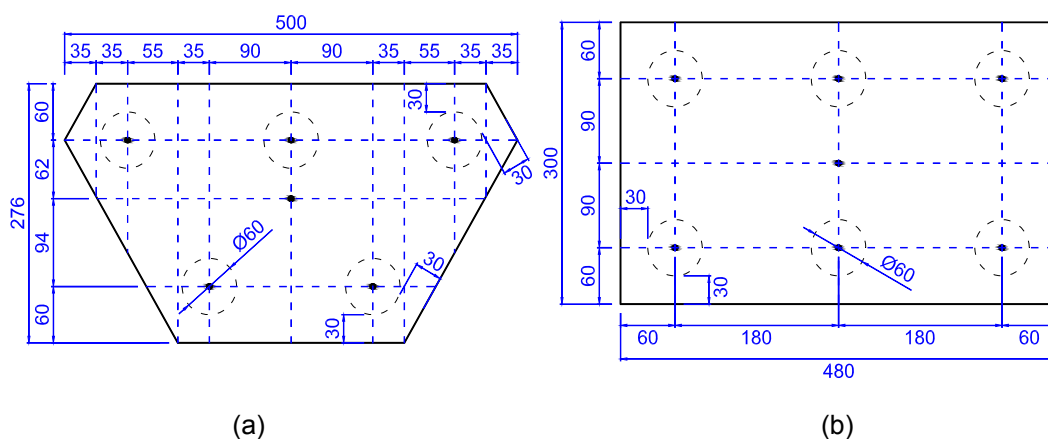


Figura 4.1—Geometria em planta: (a) blocos sobre cinco estacas, (b) blocos sobre seis estacas.
Medidas em centímetros.

4.2.2 Seções dos pilares

Para analisar a influência do formato da seção transversal do pilar no comportamento estrutural do bloco, foram consideradas três situações:

- pilar quadrado, ou seja $b_p = a_p$;
- pilar retangular pouco alongado, com a relação entre os lados de $b_p = 4 \cdot a_p$;

- pilar retangular muito alongado (pilar parede), com a relação entre os lados de $b_p = 8 \cdot a_p$.

A ordem de grandeza da área da seção transversal do pilar foi definida a partir dos blocos sobre estacas do edifício tomado com base em exemplos de projetos de edifícios de concreto armado. Na Tabela 4.1 são apresentadas as dimensões dos pilares.

Tabela 4.1 – Dimensões das seções dos pilares dos blocos

| Blocos | | | |
|----------------------------------|------------|----------------------------------|------------|
| 5 estacas | | 6 estacas | |
| a_p (cm) | b_p (cm) | a_p (cm) | b_p (cm) |
| 64,5 | 64,5 | 71 | 71 |
| 32 | 130 | 35 | 143 |
| 23 | 181 | 25 | 200 |
| área $\approx 4160 \text{ cm}^2$ | | área $\approx 5000 \text{ cm}^2$ | |

Para os blocos base, foram adotados pilares cujas seções atendessem à relação de $b_p = 4 \cdot a_p$, nos blocos sobre cinco e sobre seis estacas.

4.2.3 Alturas dos blocos

Optou-se por variar as alturas dos blocos com a finalidade de avaliar as configurações dos fluxos de tensões e a distribuição das reações das estacas. Entende-se que a recomendação mais adequada para a determinação da altura dos blocos é a de Andrade (1989) que se baseia na inclinação das bielas, pois esse critério engloba todos os aspectos geométricos do bloco como a altura útil, afastamento das estacas e considera também o formato da seção do pilar, com o ponto de início das bielas adotado no ponto central de cada parcela da área do pilar referente à estaca considerada, como mostrado na Figura 3.18.

Optou-se por analisar três alturas diferentes para os blocos sobre cinco estacas e três alturas para os blocos sobre seis estacas. Sendo assim, foram definidas três inclinações diferentes para as bielas, considerando somente a estaca mais afastada. Duas inclinações para as bielas foram baseadas nos valores limites recomendados por Andrade (1989), definindo assim $\theta_1 = 40^\circ$ e $\theta_2 = 55^\circ$. A terceira inclinação, para os blocos com menores alturas, foi escolhida de modo que essas alturas satisfaçam

o critério de bloco rígido estabelecidos pelo Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) e pela ABNT NBR 6118:2007, essas alturas correspondem ao ângulo da biela $\theta_3 = 31^\circ$.

Os embutimentos das estacas no bloco foram definidos a partir da recomendação de Fusco (1995). Sendo assim para estacas de $a_{est} = 60 \text{ cm}$, adotou-se $e = 10 \text{ cm} \geq 0,15 \cdot a_{est}$.

Para o cálculo do d' , referente ao embutimento da estaca no bloco acrescida a medida das camadas de barras da armadura, foram consideradas duas camadas de barras com $\phi_{máx} = 10 \text{ mm}$ referentes às armaduras secundárias uniformemente distribuídas em duas direções. Nos blocos sobre seis estacas, foram consideradas duas camadas de barras de $\phi = 25 \text{ mm}$ referentes às armaduras principais de tração, o que resulta em um $d' = 14,5 \text{ cm}$. Nos blocos sobre cinco estacas, foram consideradas três camadas de barras de $\phi = 22 \text{ mm}$ referentes às armaduras principais de tração, o que resulta em um $d' = 15,3 \text{ cm}$. Os diâmetros das barras foram considerados a partir da recomendação da ABNT NBR 7480:2007.

Apesar de prever o detalhamento das armaduras secundárias no cálculo do d' , somente as armaduras principais foram modeladas em elementos finitos.

Definiu-se que a altura do bloco base seria correspondente à inclinação $\theta_1 = 40^\circ$. Ou seja, fixando as dimensões do pilar em $b_p = 4 \cdot a_p$, variaram-se as alturas dos blocos. Na Tabela 4.2 estão indicadas as alturas dos blocos sobre cinco e sobre seis estacas:

Tabela 4.2 - Altura dos blocos sobre estacas

| θ (°) | h (cm) | |
|--------------|-----------|-----------|
| | Blocos | |
| | 5 estacas | 6 estacas |
| 31 | 103 | 104 |
| 40 | 138 | 145 |
| 55 | 225 | 236 |

4.2.4 Materiais

Optou-se por avaliar o comportamento estrutural dos blocos em função da resistência à compressão do concreto. No projeto tomado como base, os blocos foram dimensionados considerando concreto com resistência característica à compressão de $30MPa$. A ABNT NBR 6118:2007 indica que a classe de agressividade ambiental II para regiões urbanas e, portanto, o concreto tem que ser, no mínimo, da classe C25. Além disso, não é comum dimensionar blocos sobre estacas considerando concretos com resistências elevadas. Sendo assim, optou-se por avaliar o comportamento estrutural dos blocos de concreto com três resistências à compressão diferentes: $25MPa$, $30MPa$ e $35MPa$.

A resistência característica à compressão de concreto foi alterada apenas nos blocos base. Para os blocos restantes a resistência do concreto foi fixada em $30MPa$.

A resistência característica ao escoamento das barras de aço foi considerada com $500MPa$.

Importante lembrar que, por se tratar de um estudo teórico com vistas à modelagem computacional em elementos finitos, as resistências dos materiais foram consideradas com seus valores característicos, sem a utilização de coeficientes ponderadores das resistências e sem a utilização do coeficiente de modificação $k_{mod} = 0,85$.

4.2.5 Deformação do solo

Nos blocos em que todas as estacas estão igualmente espaçadas em relação ao eixo do pilar, considerando a situação de força centrada no pilar, é coerente admitir que a distribuição das reações das estacas seja uniforme, pois o bloco é simétrico. Este é o caso de blocos com o formato de pentágono, por exemplo.

Nos blocos analisados neste trabalho, blocos retangulares e blocos em forma de trapézio, as estacas não estão igualmente espaçadas em relação ao eixo do pilar, formando bielas com inclinações diferentes entre si. Isso torna o problema

complexo, pois fica difícil admitir que a distribuição das reações das estacas seja uniforme, pois essa distribuição passa a depender de fatores como a rigidez do bloco, a deformação do solo (recalque da estaca) e o encurtamento elástico do fuste da estaca.

Uma maneira de se considerar a deformação do solo e o encurtamento elástico do fuste da estaca é por meio de molas elásticas equivalentes. Porém, há uma dificuldade em se determinar o valor do coeficiente da mola, pois isso depende do tipo de solo, do comprimento do fuste e do tipo da estaca. Além disso, para cada força aplicada na estaca, tem-se um recalque diferente e, conseqüentemente, um coeficiente de mola diferente. Logo:

$$k = \frac{F}{\Delta z} \quad 4.1$$

sendo:

F - força aplicada na face superior da estaca;

Δz - recalque total medido na face superior da estaca.

Nas análises de edifícios que consideram a interação do solo com a estrutura, utiliza-se um processo iterativo em que são consideradas as ações da estrutura na fundação, em seguida calcula-se o recalque das estacas e o coeficiente de mola correspondente. Recalcula-se toda a estrutura considerando que ela esteja apoiada sobre essas molas, obtendo assim novos valores de ações, que são consideradas novamente na fundação para recalculer os novos recalques e novos coeficientes de mola. Repete-se o processo até que ocorra convergência.

Como o coeficiente de mola possui um valor específico para cada situação, há uma grande dificuldade em encontrar sugestões de pesquisadores para esse parâmetro.

Com a finalidade de analisar a influência da deformação do solo na distribuição das reações das estacas, sem se prender a uma situação específica, optou-se por analisar quatro situações: uma como sendo a mais desfavorável para o bloco que é

a de apoio rígido para as estacas e as outras três situações considerando apoio sobre molas elásticas com os seguintes coeficientes:

- 300 kN/mm ;
- 600 kN/mm ;
- 900 kN/mm .

Para os blocos base, considerou-se apoio sobre molas com 600 kN/mm .

No Apêndice A, são apresentados exemplos do cálculo da capacidade geotécnica das estacas e o cálculo do recalque, permitindo determinar o valor do coeficiente de mola. A partir desses exemplos é possível ter uma noção da ordem de grandeza dos valores dos coeficientes adotados para a análise dos blocos.

4.3 Blocos analisados

Com a variação dos parâmetros apresentados anteriormente, foram obtidos 10 diferentes blocos sobre cinco estacas e 10 diferentes blocos sobre seis estacas. Nas Tabelas 4.3 e 4.4 estão apresentados os blocos e os respectivos parâmetros. O bloco 1 e o bloco 11, em destaque na cor azul, são os blocos base. Nos blocos seguintes, os parâmetros que foram variados estão em destaque na cor vermelha. A denominação “inf” refere-se ao coeficiente de mola infinito, ou seja, apoio rígido nas estacas.

Para facilitar a identificação dos blocos no decorrer do texto, optou-se por nomeá-los por meio de códigos. Esses códigos representam os parâmetros que particularizam cada bloco, como mostrado na Figura 4.2.

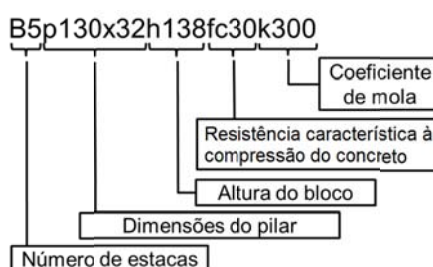


Figura 4.2 - Esquema dos nomes dos blocos

Tabela 4.3 - Parâmetros dos blocos sobre cinco estacas

| Bloco | $n_{estacas}$ | b_p (cm) | a_p (cm) | H (cm) | f_c (MPa) | k (kN/mm) |
|-------|---------------|------------|------------|--------|-------------|-----------|
| 1 | 5 | 130 | 32 | 138 | 30 | 600 |
| 2 | 5 | 130 | 32 | 138 | 25 | 600 |
| 3 | 5 | 130 | 32 | 138 | 35 | 600 |
| 4 | 5 | 130 | 32 | 138 | 30 | inf |
| 5 | 5 | 130 | 32 | 138 | 30 | 300 |
| 6 | 5 | 130 | 32 | 138 | 30 | 900 |
| 7 | 5 | 130 | 32 | 103 | 30 | 600 |
| 8 | 5 | 130 | 32 | 225 | 30 | 600 |
| 9 | 5 | 181 | 23 | 138 | 30 | 600 |
| 10 | 5 | 64,5 | 64,5 | 138 | 30 | 600 |

Tabela 4.4 - Parâmetros dos blocos sobre seis estacas

| Bloco | $n_{estacas}$ | b_p (cm) | a_p (cm) | H (cm) | f_c (MPa) | k (kN/mm) |
|-------|---------------|------------|------------|--------|-------------|-----------|
| 11 | 6 | 143 | 35 | 145 | 30 | 600 |
| 12 | 6 | 143 | 35 | 145 | 25 | 600 |
| 13 | 6 | 144 | 36 | 145 | 35 | 600 |
| 14 | 6 | 143 | 35 | 145 | 30 | inf |
| 15 | 6 | 143 | 35 | 145 | 30 | 300 |
| 16 | 6 | 143 | 35 | 145 | 30 | 900 |
| 17 | 6 | 143 | 35 | 108 | 30 | 600 |
| 18 | 6 | 143 | 35 | 236 | 30 | 600 |
| 19 | 6 | 200 | 25 | 145 | 30 | 600 |
| 20 | 6 | 71 | 71 | 145 | 30 | 600 |

Com a variação do formato da seção dos pilares, em blocos com mesma altura, as bielas ficaram com inclinações diferentes das fixadas anteriormente. Sendo assim, alguns blocos tiveram bielas mais abatidas ou mais inclinadas. Na Tabela 4.5 estão indicadas as inclinações das bielas de todos os blocos, considerando a estaca mais afastada, sendo que θ_b refere-se à inclinação das bielas tomadas segundo o critério de Andrade (1989) e θ_c refere-se à inclinação das bielas tomadas a partir do ponto a $0,25 \cdot a_p$ (ver Figura 3.1). Também na Tabela 4.5 são apresentadas as classificações quanto à rigidez dos blocos, de acordo com recomendações que já foram apresentadas nesse trabalho.

Tabela 4.5 - Classificação dos blocos quanto à rigidez

| Blocos | θ_c | θ_b | d | l_c | a | CEB-FIP (1970) | Fusco (1995) | ABNT NBR 6118:2003 | Andrade (1989) |
|--------------------------|------------|------------|------|-------|------|------------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------|
| | (°) | (°) | (cm) | (cm) | (cm) | $l_c \leq 1,5 \cdot d$ | $\theta_c \geq 34^\circ$ | $d \geq (a-a_p)/3$ | $\theta_b \geq 40^\circ$ |
| B5p130x32h138fc30k600 | 37 | 40 | 123 | 115 | 360 | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p130x32h138fc25k600 | 37 | 40 | 123 | 115 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p130x32h138fc35k600 | 37 | 40 | 123 | 115 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p130x32h138fc30kinf | 37 | 40 | 123 | 115 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p130x32h138fc30k300 | 37 | 40 | 123 | 115 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p130x32h138fc30k900 | 37 | 40 | 123 | 115 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p130x32h103fc30k600 | 29 | 31 | 88 | 115 | | Rígido | Flexível | Rígido | Flexível |
| B5p130x32h225fc30k600 | 53 | 55 | 210 | 115 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p181x23h138fc30k600 | 39 | 43 | 123 | 89,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B5p64,5x64,5h138fc30k600 | 35 | 36 | 123 | 147,8 | | Rígido | Rígido | Rígido | Flexível |
| B6p143x35h145fc30k600 | 37 | 40 | 131 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p143x35h145fc25k600 | 37 | 40 | 131 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p143x35h145fc35k600 | 37 | 40 | 131 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p143x35h145fc30kinf | 37 | 40 | 131 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p143x35h145fc30k300 | 37 | 40 | 131 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p143x35h145fc30k900 | 37 | 40 | 131 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p143x35h108fc30k600 | 29 | 31 | 94 | 108,5 | | Rígido | Flexível | Rígido | Flexível |
| B6p143x35h236fc30k600 | 52 | 55 | 222 | 108,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p200x25h145fc30k600 | 39 | 43 | 131 | 80 | | Rígido | Rígido | Rígido | Rígido |
| B6p71x71h145fc30k600 | 35 | 37 | 131 | 144,5 | | Rígido | Rígido | Rígido | Flexível |

4.3.1 Cálculos das resistências dos blocos

Os blocos analisados foram verificados e dimensionados utilizando-se todos os métodos analíticos apresentados no Capítulo 3. No entanto, como cada método indica uma capacidade portante e dada a necessidade de se ter uma força última para calcular e detalhar as armaduras dos tirantes dos blocos, optou-se por utilizar as recomendações de Andrade (1989), definindo um modelo de treliça específico para os blocos. Na Figura 4.3 são apresentados os modelos de treliça para os blocos sobre cinco e sobre seis estacas, sendo as bielas representadas na cor vermelha e os tirantes na cor verde.

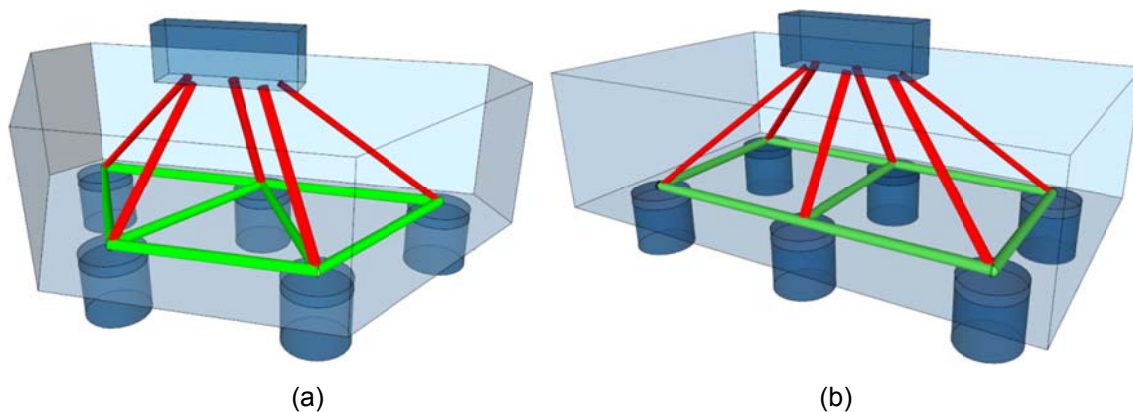


Figura 4.3 - Modelos de treliça em perspectiva:
 (a) bloco sobre cinco estacas, (b) blocos sobre seis estacas

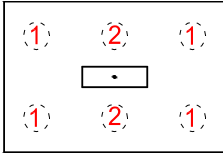
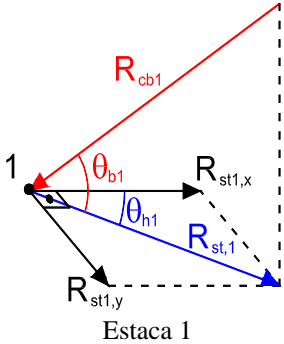
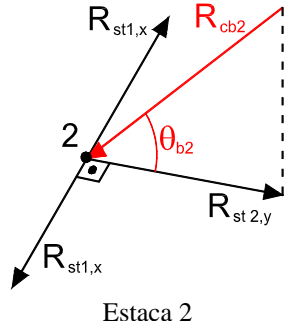
Para os blocos sobre cinco estacas, a verificação das tensões limites nas bielas junto ao pilar e junto às estacas foi feita por meio das Equações 3.31 e 3.32, respectivamente, para o bloco, considerando os coeficientes de ajuste $\alpha_p = 2,11$ e $\alpha_e = 1,0$. Para os blocos sobre seis estacas, foram consideradas as Equações 3.36 e 3.37 e os coeficientes $\alpha_p = 2,6$ e $\alpha_e = 1,0$.

4.3.2 Armadura dos tirantes

O cálculo das forças nos tirantes foi feito a partir da componente horizontal da força nas bielas, equilibrada pelas forças de tração nas direções dos tirantes, nas Tabelas 4.6 e 4.7 são apresentados os esquemas de equilíbrio dos nós do modelo de treliça e o formulário utilizado para o cálculo das forças nos tirantes.

Nas Tabelas 4.8 e 4.9 são apresentados os resultados dos dimensionamentos dos blocos. É possível perceber que os blocos foram dimensionados sempre considerando que a distribuição das reações das estacas é uniforme, independente da consideração da deformabilidade do solo (molas equivalentes). Sendo assim, alguns blocos tiveram os mesmos valores calculados, sendo detalhados de maneiras semelhantes. Na Figura 4.4 estão apresentados os esquemas de detalhamento das armaduras principais dos blocos sobre cinco e sobre seis estacas.

Tabela 4.6 - Cálculo das forças nos tirantes dos blocos sobre seis estacas

| | |
|--|--|
| Numeração das estacas: |  |
|  | $R_{st1} = R_{cb1} \cdot \cos \theta_{b1}$ $R_{st1,x} = R_{st1} \cdot \cos \theta_{h1}$ $R_{st1,y} = R_{st1} \cdot \sin \theta_{h1}$ |
|  | $R_{st2} = R_{cb2} \cdot \cos \theta_{b2}$ |

No detalhamento das armaduras dos tirantes, procurou-se concentrar todas as armaduras sobre as estacas, para isso foram considerados os seguintes critérios:

- As armaduras precisam ter um afastamento mínimo, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2007 para o detalhamento de armaduras longitudinais em elementos lineares:

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi \\ 1,2 \cdot \phi_{agre} \end{cases}$$

sendo ϕ_{agre} o diâmetro máximo do agregado graúdo, considerado igual a 19 mm;

- A largura máxima das faixas das armaduras do tirante foi determinada a partir da ABNT NBR 6118:2007. Esta norma indica que as tensões de tração se concentram essencialmente em linhas sobre as estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez o diâmetro das estacas;

Tabela 4.7 - Cálculo das forças nos tirantes dos blocos sobre cinco estacas

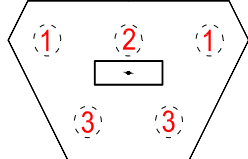
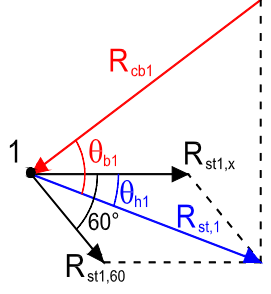
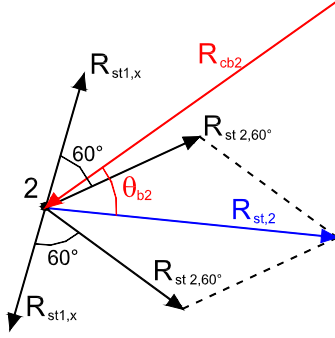
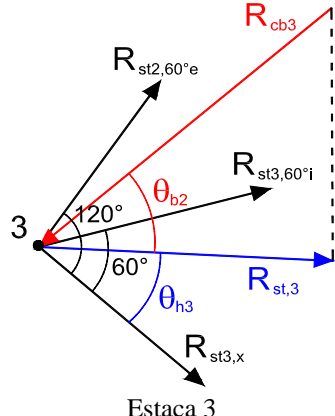
| | |
|---|---|
| <p>Numeração das estacas:</p> |  |
|  <p>Estaca 1</p> | $R_{st1} = R_{cb1} \cdot \cos \theta_{b1}$ $R_{st1,60^\circ} = \frac{R_{st1} \cdot \text{sen } \theta_{h1}}{\text{sen } 60^\circ}$ $R_{st1,x} = R_{st1} \cdot \cos \theta_{h1} - R_{st1,60^\circ} \cdot \cos 60^\circ$ |
|  <p>Estaca 2</p> | $R_{st2} = R_{cb2} \cdot \cos \theta_{b2}$ $R_{st2,60^\circ} = \frac{R_{st2}}{2 \cdot \cos 30^\circ}$ |
|  <p>Estaca 3</p> | $R_{st3} = R_{cb3} \cdot \cos \theta_{b3}$ $R_{st3,60^\circ e} = R_{st2,60^\circ}$ $R_{st3,60^\circ i} = \frac{R_{st3} \cdot \text{sen } \theta_{h3} - R_{st3,60^\circ e} \cdot \cos 30^\circ}{\cos 30^\circ}$ $R_{st3,x} = R_{st3} \cdot \cos \theta_{h3} - R_{st3,60^\circ i} \cdot \cos 60^\circ + R_{st3,60^\circ e} \cdot \cos 60^\circ$ |

Tabela 4.8 - Resumo do dimensionamento dos blocos sobre cinco estacas

| Blocos sobre 5 estacas | F_{calc} (kN) | $A_{s,calc}$ (cm ²) | ϕ (cm) | n° barras | $A_{s,efet}$ (cm ²) | |
|---|-----------------|---------------------------------|-------------|--------------------|---------------------------------|-------|
| B5p130x32h138fc30kinf | 13252 | x1 | 45,14 | 22 | 12 | 45,62 |
| | | x2 | 31,86 | 22 | 9 | 34,21 |
| | | 60°i | 13,97 | 22 | 4 | 15,21 |
| | | 60°e | 27,94 | 22 | 8 | 30,41 |
| B5p130x32h138fc25kinf | 11043 | x1 | 37,61 | 22 | 10 | 38,01 |
| | | x2 | 26,55 | 22 | 7 | 26,61 |
| | | 60°i | 11,64 | 22 | 4 | 15,21 |
| | | 60°e | 23,29 | 22 | 7 | 26,61 |
| B5p130x32h138fc35kinf | 15460 | x1 | 52,66 | 22 | 14 | 53,22 |
| | | x2 | 37,16 | 22 | 10 | 38,01 |
| | | 60°i | 16,3 | 22 | 5 | 19,01 |
| | | 60°e | 32,6 | 22 | 9 | 34,21 |
| B5p130x32h138fc30k300 B5p130x32h138fc30k600 B5p130x32h138fc30k900 | 13252 | x1 | 45,14 | 22 | 12 | 45,62 |
| | | x2 | 31,86 | 22 | 9 | 34,21 |
| | | 60°i | 13,97 | 22 | 4 | 15,21 |
| | | 60°e | 27,94 | 22 | 8 | 30,41 |
| B5p130x32h103fc30kinf | 8460 | x1 | 40,44 | 22 | 11 | 41,81 |
| | | x2 | 28,54 | 22 | 8 | 30,41 |
| | | 60°i | 12,52 | 22 | 4 | 15,21 |
| | | 60°e | 25,04 | 22 | 7 | 26,61 |
| B5p130x32h225fc30kinf | 21691 | x1 | 43,12 | 22 | 12 | 45,62 |
| | | x2 | 30,43 | 22 | 9 | 34,21 |
| | | 60°i | 13,35 | 22 | 4 | 15,21 |
| | | 60°e | 26,7 | 22 | 8 | 30,41 |
| B5p181x23h138fc30kinf | 14945 | x1 | 42,08 | 22 | 12 | 45,62 |
| | | x2 | 29,94 | 22 | 8 | 30,41 |
| | | 60°i | 16,25 | 22 | 5 | 19,01 |
| | | 60°e | 32,51 | 22 | 9 | 34,21 |
| B5p64,5x64,5h138fc30kinf | 11431 | x1 | 48,54 | 22 | 13 | 49,42 |
| | | x2 | 32,93 | 22 | 9 | 34,21 |
| | | 60°i | 10,66 | 22 | 3 | 11,40 |
| | | 60°e | 21,32 | 22 | 6 | 22,81 |

- A largura mínima das faixas das armaduras do tirante foi adotada como sendo o lado da estaca, considerando estaca quadrada de área equivalente, esse critério foi adotado para os tirantes com número reduzido de barras.

Não foi necessário adotar segunda camada para as armaduras dos blocos.

Tabela 4.9 - Resumo do dimensionamento dos blocos sobre seis estacas

| Blocos sobre 6 estacas | F_{calc} (kN) | $A_{s,calc}$ (cm ²) | | ϕ (cm) | n° barras | $A_{s,efet}$ (cm ²) |
|---|-----------------|---------------------------------|-------|-------------|--------------------|---------------------------------|
| B6p143x35h145fc30kinf | 16159 | x | 54,66 | 25 | 12 | 58,90 |
| | | y | 33,56 | 25 | 7 | 34,36 |
| B6p143x35h145fc25kinf | 13466 | x | 45,55 | 25 | 10 | 49,09 |
| | | y | 27,96 | 25 | 6 | 29,45 |
| B6p143x35h145fc35kinf | 18852 | x | 63,76 | 25 | 13 | 63,81 |
| | | y | 39,15 | 25 | 8 | 39,27 |
| B6p143x35h145fc30k300 B6p143x35h145fc30k600 B6p143x35h145fc30k900 | 16159 | x | 54,66 | 25 | 12 | 58,90 |
| | | y | 33,56 | 25 | 7 | 34,36 |
| B6p143x35h108fc30kinf | 10387 | x | 49,13 | 25 | 11 | 54,00 |
| | | y | 30,16 | 25 | 7 | 34,36 |
| B6p143x35h236fc30kinf | 26174 | x | 52,09 | 25 | 11 | 54,00 |
| | | y | 31,98 | 25 | 7 | 34,36 |
| B6p200x25h145fc30kinf | 18005 | x | 52,14 | 25 | 11 | 54,00 |
| | | y | 38,53 | 25 | 8 | 39,27 |
| B6p71x71h145fc30kinf | 14342 | x | 57,33 | 25 | 12 | 58,90 |
| | | y | 26,49 | 25 | 6 | 29,45 |

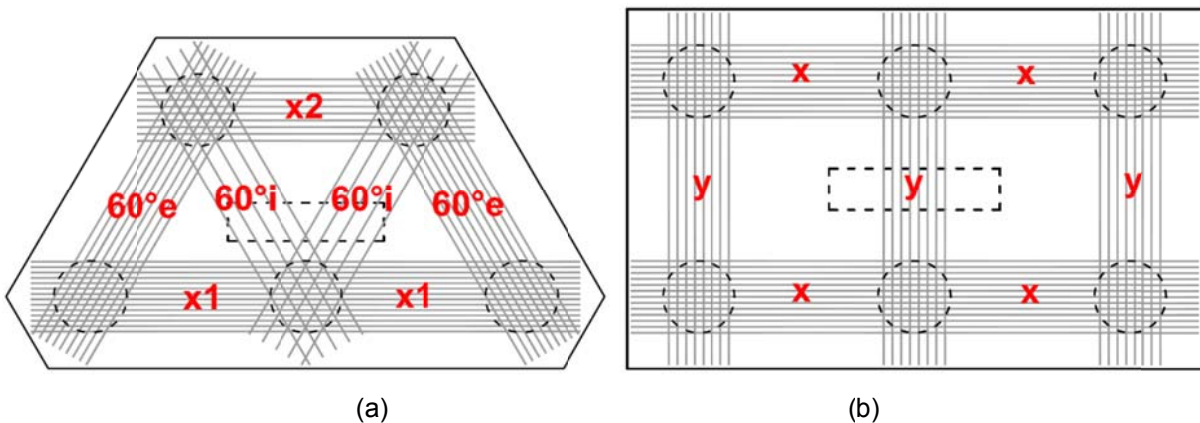


Figura 4.4 - Esquema de detalhamento dos tirantes: (a) blocos sobre cinco estacas, (b) blocos sobre seis estacas

O modelo numérico em elementos finitos para a consideração das armaduras, definido no DIANA, como será apresentado posteriormente, considera aderência perfeita entre a barra da armadura e o concreto adjacente. Sendo assim, não foi verificada a ancoragem das barras, nem a disposição de ganchos nas suas extremidades. De qualquer maneira, entende-se que em uma eventual situação em que o comprimento de ancoragem disponível não fosse suficiente, a decisão a ser tomada seria de aumentar a dimensão do bloco além das estacas, sem que isso represente um aumento da capacidade portante do bloco, ou seja, isso não acarretaria mudanças no presente estudo.

4.3.3 Armadura dos pilares

Para as armaduras dos pilares, adotou-se uma taxa geométrica de armadura $\rho = 3\%$ da seção de concreto do pilar. Esse valor foi adotado para fazer referência ao método analítico apresentado em Fusco (1995), com a finalidade de observar se as hipóteses desse método se verificam nos blocos modelados em elementos finitos. Além disso, é comum junto à fundação os pilares possuírem uma taxa elevada de armadura, pois são grandes as intensidades das forças solicitantes. Importante lembrar que a taxa máxima de armadura permitida para pilares de acordo com a ABNT NBR 6118:2007 é de $\rho = 8\%$. Porém, para respeitar esse limite também na região de emenda por traspasse (espera dos pilares), é necessário manter uma taxa máxima de $\rho = 4\%$ ao longo do restante do pilar.

Essa taxa de armadura não tem relação com as tensões atuantes no pilar, pois na modelagem em elementos finitos, o modelo constitutivo para o concreto do pilar foi adotado como elástico linear, como será apresentado posteriormente. Sendo assim, buscou-se apenas analisar o efeito dessas armaduras dentro do bloco.

A armadura do pilar foi detalhada em toda a altura do bloco, iniciando-se acima das camadas das armaduras uniformemente distribuídas (fictícias) até o topo do pilar. Não foi colocado gancho na extremidade inferior das barras, pois considerou-se que todas estejam comprimidas e, como já foi comentado, considerou-se aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto adjacente.

As barras das armaduras foram distribuídas uniformemente no perímetro do pilar. Com um espaçamento mínimo definido de acordo com o critério de ABNT NBR 6118:2007 dado por:

$$a_{h,\min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_\ell \\ 1,2 \cdot \phi_{agre} \end{cases}$$

Nos pilares dos blocos sobre cinco estacas adotou-se barras com diâmetro $\phi_\ell = 22 \text{ mm}$ e nos pilares dos blocos sobre seis estacas as barras foram consideradas com diâmetro $\phi_\ell = 25 \text{ mm}$, escolhidos com base nos diâmetros indicados pela ABNT NBR 7480:2007. O espaçamento máximo foi definido como:

$$a_{h,m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \cdot a_p \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Sendo a_p o comprimento do menor lado do pilar.

O diâmetro das barras dos estribos foi definido de acordo com o seguinte critério:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \phi_\ell \end{cases}$$

Logo, adotou-se $\phi_t = 8 \text{ mm}$ em todos os pilares.

O espaçamento dos estribos foi definido pelo seguinte critério:

$$a_v \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ a_p \\ 12 \cdot \phi_\ell = 12 \cdot 2,2 = 26,4 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, adotou-se $a_v = 20 \text{ cm}$ em todos os pilares.

Também foram detalhadas barras transversais adicionais junto aos estribos para a proteção das barras longitudinais contra a flambagem, de modo a manter a distância máxima das barras longitudinais à quina das barras transversais de $20 \cdot \phi_t = 16 \text{ cm}$, de acordo com o critério da ABNT NBR 6118:2007. O modelo de elementos finitos do DIANA não representa a flambagem das barras longitudinais, mesmo assim, optou-se por detalhá-las para investigar se essas barras transversais poderiam alterar o comportamento do bloco.

4.4 Aspectos da modelagem em elementos finitos

4.4.1 Considerações iniciais

Com a finalidade de observar as tendências dos comportamentos estruturais dos blocos sobre estacas, foi realizada análise por meio do método dos elementos finitos, considerando a não linearidade física dos materiais. Para o processamento dos blocos, optou-se por utilizar o programa computacional DIANA. Para o pré-

processamento e visualização dos resultados, foi utilizado o programa computacional FX+ for DIANA. Esses programas estavam licenciados para o Departamento de Engenharia de Estruturas (EESC-USP) no período de realização da pesquisa.

Ao modelar uma estrutura em elementos finitos, os modelos numéricos são utilizados para representar a estrutura real com a maior fidelidade possível. De qualquer modo, sempre vão existir limitações. Na maioria das vezes, obter um modelo muito refinado significa uma disponibilidade de tempo, para fazer e refazer os processamentos o quanto for necessário, além de empregar modelos numéricos cada vez mais complexos. Logo, é importante saber a condição de refinamento do modelo numérico, em virtude dos resultados que se pretende obter e do tempo disponível para realizar o estudo.

Souza (2004) e Barros (2009) apresentaram estudos relacionados aos modelos numéricos e parâmetros utilizados na análise não linear por meio do método dos elementos finitos. Esses pesquisadores demonstraram qual a influência de cada parâmetro no comportamento estrutural dos modelos em elementos finitos. Nesse trabalho, alguns critérios considerados na modelagem numérica foram adotados com base nas recomendações desses pesquisadores e do manual do DIANA (2012) e serão apresentados nos itens seguintes. Para maiores informações, recomenda-se consultar as bibliografias pertinentes ao assunto.

4.4.2 Programas computacionais DIANA e FX+ for DIANA

O pacote computacional DIANA é um programa computacional que utiliza o método de elementos finitos e é baseado no método dos deslocamentos. O programa vem sendo desenvolvido na Holanda desde 1972 por engenheiros civis da TNO *Building and Construction Research Company*.

O DIANA é um processador para análises em elementos finitos que permite a resolução de sistemas de equações lineares e não lineares por meio de vários métodos. Possui diversos modelos constitutivos para representar fenômenos complexos existentes em estruturas de concreto armado, como: fissuração, plasticidade, fluência, cura, efeitos de temperatura e instabilidade. Possibilita realizar

análise estática linear, não linear, modal, entre outras. O programa possui uma série de elementos finitos em sua biblioteca, tais como elementos de vigas, sólidos, membranas, placas, cascas, elementos de contato e de interface, entre outros. Na Figura 4.5 é mostrada a interface inicial do DIANA.

Por ter apenas o caráter de processador, o DIANA necessita de outros aplicativos para realizar o pré-processamento, preparando os arquivos de maneira adequada ao processamento, e de programas para realizar o pós-processamento, nos quais é possível visualizar os resultados. Para isso, é possível utilizar os programas iDIANA ou o FX+ *for* DIANA.

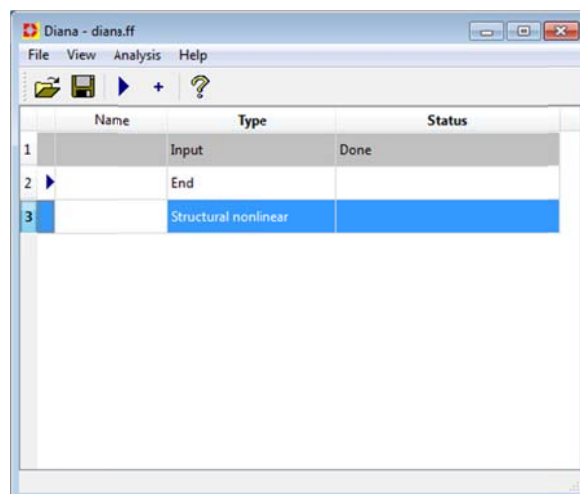


Figura 4.5 - Interface inicial do DIANA

O iDIANA é um programa computacional criado para o pré-processamento e pós-processamento e faz parte do pacote computacional do DIANA, porém o seu uso se torna vantajoso apenas por meio de *script*, que é um arquivo que contém o algoritmo com os comandos necessários para a realização da modelagem da estrutura.

O FX+ *for* DIANA é um programa computacional criado para o pré-processamento e pós-processamento do DIANA, e precisa ser adquirido à parte. O FX+ *for* DIANA surgiu a partir de uma aliança estratégica entre a MIDAS *Information Thecnology Co. Ltd.* (MIDAS IT) e a TNO. Sendo projetado pela TNO e desenvolvido pela MIDAS IT.

FX+ *for* DIANA é um avançado CAD (*Computer Aided Design*). A interface gráfica do programa permite, de maneira simples e rápida, a modelagem da geometria, a geração automática da malha de elementos finitos, possui recursos para edição da malha, aplicação das condições de contorno e carregamento (Figura 4.6). Ao

modelar uma estrutura no FX+ for DIANA, é possível fazer várias alterações, possibilitando variar os parâmetros desejados e criar assim, uma variedade de estruturas a serem analisadas. Essa vantagem permitiu criar vários blocos sobre estacas analisados com rapidez e agilidade.

Ao modelar uma estrutura no FX+ for DIANA é possível definir apenas algumas propriedades dos materiais. Para o concreto, por exemplo, só é possível definir apenas a propriedades elásticas. Sendo assim, é necessário utilizar o MeshEdit para definir as propriedades não lineares para os materiais. O MeshEdit é um aplicativo que faz parte do pacote computacional do DIANA.

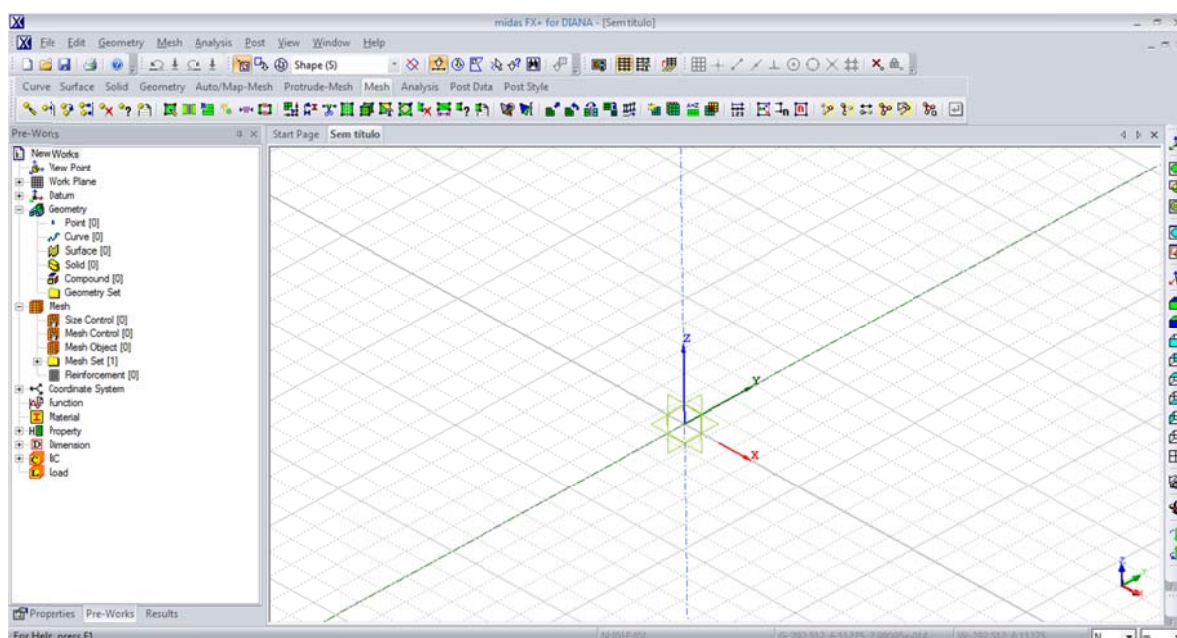


Figura 4.6 - Interface gráfica do FX+ for DIANA

4.4.3 Modelo constitutivo do concreto

Em estruturas de concreto sabe-se que, atingida certa intensidade de solicitação, ocorre uma redução da capacidade resistente com acréscimo significativo das deformações. Esse comportamento existe em virtude de um efeito que ocorre no material denominado de “*strain softening*”, também conhecido como “amolecimento” ou “encruamento negativo” do material, e ocorre tanto no comportamento à tração como na compressão.

Para representar esse efeito, o DIANA utiliza critérios da Mecânica da Fratura e da Mecânica do Dano. Para simulação do efeito de fraturamento do concreto, o DIANA dispõe de dois modelos distintos de fissuração: modelo de fissuração discreta (*discrete crack model*) e o modelo de fissuração distribuída (*smeared crack model*).

Nas análises feitas no presente trabalho, optou-se por utilizar o modelo de fissuração distribuída. Este modelo considera o material sempre como um meio contínuo, porém introduz a danificação causada pela abertura de fissuras, mantendo a discretização original da malha de elementos finitos enquanto as fissuras se propagam.

Os parâmetros da mecânica da fratura necessários para representação do *smeared crack model* são a energia de fratura na tração e na compressão, as resistências à tração e à compressão, o coeficiente de retenção ao cisalhamento e o comprimento de banda das fissuras.

4.4.3.1 Energia de fratura

A energia de fratura, tanto na tração como na compressão, pode ser entendida como a energia necessária para causar um dano irreversível no material. Uma maneira de medir energia de fratura à tração é realizar um ensaio de deformação controlada e medir a área do diagrama tensão *versus* abertura de fissuras. Como não foi possível realizar esse ensaio, foi adotada a recomendação do CEB-FIP *Model Code 1990* (1993) que relaciona a energia de fratura à tração com a resistência à compressão do concreto e tamanho máximo do agregado graúdo, como mostrado na seguinte equação:

$$G_f = G_{fo} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0,7} \quad 4.2$$

sendo:

G_f - energia de fratura à tração, dada em $N \cdot mm/mm^2$;

$f_{cmo} = 10 N/mm^2$;

f_{cm} - resistência média do concreto à compressão, igual a $f_{ck} + 8$ (N/mm²);

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão, dada em N/mm²;

G_{fo} - parâmetro que depende do tamanho máximo do agregado, conforme apresentado na Tabela 4.10.

Como também não foi possível realizar ensaio para medir a energia de fratura à compressão do concreto, adotou-se a recomendação de Feenstra e Borst (1993)¹ *apud* Souza (2004), que indicaram, por meio de ensaios experimentais, que a energia de fratura do concreto na compressão G_c apresenta valores entre 50 e 100 vezes superiores à energia de fratura à tração, G_f . Neste trabalho, adotou-se $G_c = 50 \cdot G_f$. Para considerar a energia de fratura à tração e a energia de fratura à compressão do concreto no modelo constitutivo, foram utilizados os comandos GF1 e GC no DIANA, respectivamente, como mostrado na Figura 4.7.

Tabela 4.10 - Valores de G_{fo} em função de ϕ_{agre}
[Adaptado de CEB-FIP *Model Code 1990* (1993)]

| $\phi_{agre}(mm)$ | G_{fo} (N.mm/mm ²) |
|-------------------|-------------------------------------|
| 8 | 0,025 |
| 16 | 0,030 |
| 32 | 0,058 |

4.4.3.2 Resistência do concreto na compressão e na tração

Foi considerada a resistência característica à compressão do concreto f_{ck} . A resistência à tração do concreto foi calculada a partir da equação do CEB-FIP *Model Code 1990* (1993):

¹ FEENSTRA, P. H.; BORST, R. (1993). *Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete*. Heron, v.38, n.04, Delft, Netherlands, p.3-76.

$$f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} \quad 4.3$$

sendo $f_{ctk0,m} = 1,4 \text{ MPa}$ e $f_{ck0} = 10 \text{ MPa}$.

As resistências à tração e à compressão do concreto foram consideradas pelos comandos TENSTR e COMSTR, respectivamente, como mostrado na Figura 4.7.

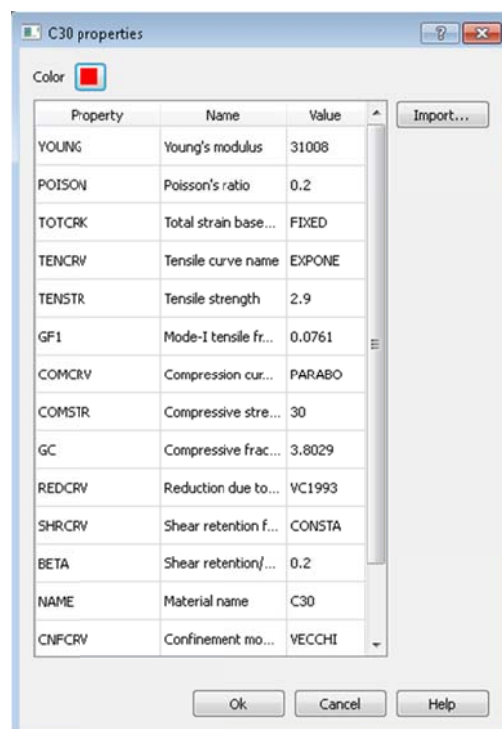


Figura 4.7 - Definição do modelo constitutivo, no MeshEdit, para o concreto com resistência de 30 MPa à compressão

4.4.3.3 Coeficiente de retenção ao cisalhamento

O coeficiente de retenção ao cisalhamento β é um parâmetro que reduz o valor do módulo de elasticidade transversal do material quando ocorre fissuração. O programa computacional DIANA disponibiliza três modos para consideração desse efeito: retenção completa, retenção constante e retenção variável. Na retenção completa, o módulo de elasticidade transversal não sofre redução. Na retenção constante, o usuário define um valor para o parâmetro no intervalo entre 0 e 1. Na

retenção variável o parâmetro β é calculado como uma função da fissuração do material.

O parâmetro β representa a parcela de tensões tangenciais que o concreto ainda resiste após a fissuração, como uma maneira de considerar o atrito entre os agregados. Sendo assim, um valor de β muito próximo de zero indica que se surgiu uma fissura, não ocorrerá mais a transferência de tensões tangenciais naquela região fissurada. De maneira análoga, se for adotado um valor de β muito próximo à unidade, seria o mesmo que considerar que ocorrerá a transferência total de tensões tangenciais mesmo para um estado avançado de fissuração do material, o que não corresponde à realidade.

Nesse trabalho, foi considerada retenção constante. Porém, houve dificuldade em determinar qual o valor de β seria adotado. Barros (2009) analisou a influência desse parâmetro no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas. O pesquisador analisou valores variando de 0,01 até 0,99 e constatou que para valores muito pequenos, a resistência do bloco diminui consideravelmente. Souza (2004) também testou diferentes valores de β e não verificou mudanças significativas no comportamento dos blocos ao adotar valores extremos como 0,001 ou 0,99. Como os valores considerados por esses pesquisadores não apresentou-se como uma indicação segura, optou-se por analisar diferentes valores de β e verificar a influência no comportamento de um dos blocos sobre seis estacas analisados. O bloco escolhido foi o B6p143x35h145fc30k300.

No gráfico da Figura 4.8 é possível observar que, para um valor muito pequeno de β , houve significativa redução da resistência do bloco, sendo que a ruína foi observada para valores muito baixos nas tensões de compressão no concreto. Para os valores de 0,5 e 0,9 o bloco não indicou um comportamento pós-pico que caracterizasse a ruína, apresentando tensões de compressão no concreto com valores tão altos que se mostraram distantes da realidade.

Souza (2004) indicou que normalmente se adota $\beta = 0,2$. Ao testarmos esse valor, foi possível constatar que a resistência obtida por meio da modelagem numérica apresentou a mesma ordem de grandeza dos valores de resistência obtidos pela maioria dos métodos analíticos estudados. Sendo, considerou-se $\beta = 0,2$.

De qualquer maneira, a utilização deste parâmetro ainda gera algumas incertezas, e não seria viável, neste trabalho, buscar um valor ideal para β , pois não se possui ensaios experimentais de blocos sobre cinco ou seis estacas, semelhantes aos estudados, para calibrar esse parâmetro.

O comando usado para considerar a retenção constante é o SHRCRV, com valor CONSTA, e o comando para definir o valor de β é o BETA, como mostrado na Figura 4.7.

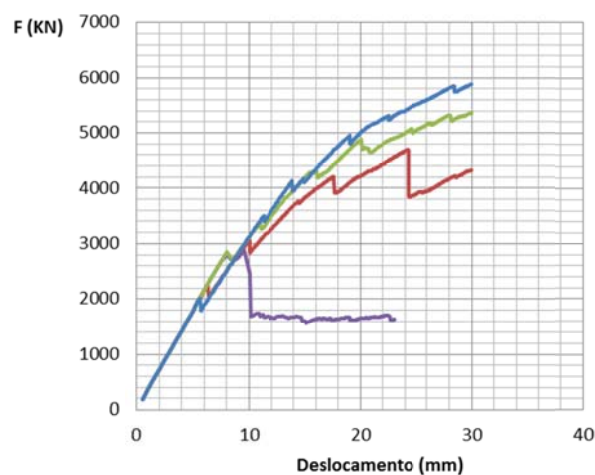


Figura 4.8 - Gráfico de força versus deslocamento do bloco B6p143x35h145fc30k300 para diferentes valores de β

4.4.3.4 Comprimento de banda das fissuras

O comprimento de banda de fissuras é utilizado para suprir a dependência de malha do modelo. Esse parâmetro pode ser fornecido pelo usuário, caso contrário o programa calcula esse valor a partir do tipo de elemento finito utilizado. No caso de elementos finitos sólidos o comprimento de banda de fissuras é calculado pelo DIANA pela raiz cúbica do volume do elemento:

$$t = \sqrt[3]{V_e}$$

4.4

sendo:

V_e - volume do elemento finito adotado;

t - é o comprimento de banda de fissuras.

Optou-se por deixar que o DIANA calculasse esse parâmetro.

4.4.4 Modelos *Total Strain*

O modelo de fissuração distribuída descrito anteriormente representa o efeito da fissuração no concreto em um determinado ponto da malha de elementos finitos. No entanto, é preciso compreender como o programa trata a abertura e a orientação dessas fissuras. Um dos modelos utilizados pelo programa para representar esse efeito é por meio dos Modelos *Total Strain*.

Os modelos *Total Strain* descrevem o comportamento do material na tração e na compressão baseados apenas numa relação tensão-deformação. De acordo com o manual do DIANA (2012), esses modelos representam de maneira satisfatória os estado limites último e de serviço de estruturas de concreto armado.

O modelo *Total Strain* utilizado nesse trabalho é o *Fixed Crack Model*, que mantém o mesmo ângulo da abertura da primeira fissura à medida que esta se propaga pelo concreto. A utilização desse modelo é feita por meio do comando TOTCRK, com valor FIXED, como mostrado na Figura 4.7.

A entrada de dados para o *Fixed Crack Model* é compreendida por parâmetros como o módulo de elasticidade longitudinal do material, coeficiente de Poisson, resistência à tração e à compressão do concreto e as curvas para o comportamento à tração à compressão do concreto.

4.4.4.1 Curvas de comportamento do concreto

O DIANA disponibiliza diversas leis constitutivas para o comportamento dos materiais tanto à tração como à compressão. Essas leis são baseadas na energia de fratura, anteriormente detalhada.

Nesse trabalho, foram utilizadas a curva exponencial para representar o comportamento do concreto à tração, e a curva parabólica para representar o comportamento do concreto à compressão, esquematizadas na Figura 4.9. A utilização dessas curvas é feita por meio do comando TENCVR, com valor EXPONE e do comando CMCRV, com valor PARABO, como mostrado na Figura 4.7.

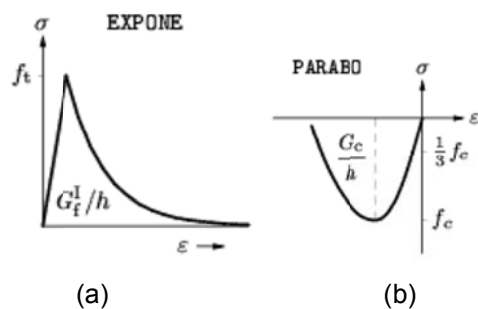


Figura 4.9 - Comportamento dos materiais disponível no DIANA: (a) Modelo exponencial para tração, (b) Modelo parabólico para compressão.

[Fonte: DIANA *user's Manual* (2012)]

4.4.4.2 Módulo de elasticidade

Para o cálculo do módulo de elasticidade, optou-se por utilizar a equação recomendada pelo CEB-FIP *Model Code 1990* (1993) e indicada no manual do DIANA (2012). Sendo assim, o módulo de elasticidade inicial foi calculado pela seguinte equação:

$$E_{ci} = E_{co} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{1/3} \quad 4.5$$

sendo:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa};$$

$$f_{cmo} = 10 \text{ MPa};$$

$$E_{co} = 2,15 \cdot 10^4 \text{ MPa}.$$

Por se tratar de um estudo teórico, considerou-se que a resistência à compressão do concreto é conhecida, sem desvio em relação à resistência média, ou seja $f_{cm} = f_{ck}$. No DIANA, o módulo de elasticidade é definido pelo comando YOUNG, como mostrado na Figura 4.7.

4.4.4.3 Coeficiente de Poisson do concreto

De acordo com as recomendações do CEB-FIP *Model Code 1990* (1993), o coeficiente de Poisson do concreto foi considerado igual a $\nu = 0,2$. No DIANA o valor do módulo de elasticidade é definido pelo comando POISSON, como mostrado na Figura 4.7.

4.4.4.4 Efeito da fissuração lateral

O DIANA permite a consideração do efeito lateral em virtude da fissuração nos modelos *total strain*. O modelo adotado pelo DIANA é o proposto por Vecchio e Collins, descrito em DIANA (2012), esse modelo é utilizado por meio do comando REDCRV, com valor VC1993 (ver Figura 4.7). Essa função permite que no concreto fissurado, grandes deformações, ocasionadas por tração perpendicular às direções principais de compressão, reduzam a tensão de compressão limite do concreto. Na Figura 4.10 está esquematizado como o DIANA considera essa redução.

4.4.4.5 Efeito do confinamento lateral

Nos modelos *total strain* o efeito de compressão lateral é considerado pelo DIANA por meio do comando CNFCRV, com valor VECCHI (ver Figura 4.7). Isso possibilita o aumento da tensão de compressão limite do concreto em virtude do confinamento lateral.

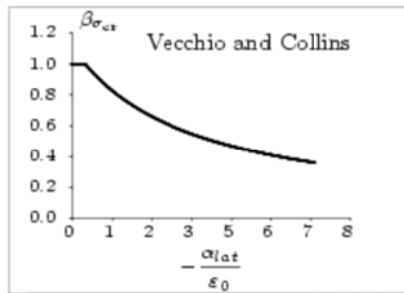


Figura 4.10 - Fator de redução devido à fissuração lateral

[Fonte: DIANA *user's Manual* (2012)]

4.4.5 Modelo constitutivo do aço

O comportamento considerado para o aço das barras é o de Von Mises, disponível no DIANA. O comando usado para definir esse modelo é o YIELD, com valor VMISES.

Esse modelo representa um comportamento elastoplástico perfeito, com um trecho de deformações elásticas e um trecho de escoamento. A entrada de dados desse modelo é composta pelo módulo de elasticidade do material, a tensão de escoamento e o coeficiente de Poisson.

4.4.5.1 Módulo de elasticidade do aço

A partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2007, o módulo de elasticidade do aço das barras foi considerando com valor de $E_s = 210 \text{ GPa}$.

4.4.5.2 Coeficiente de Poisson do aço

O coeficiente de Poisson para o aço das barras foi considerado igual $\nu = 0,3$.

4.4.5.3 Resistência do aço

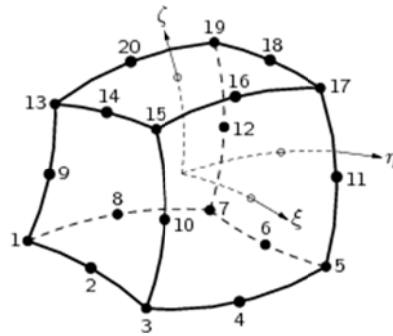
A resistência das barras de aço foi considerada igual a $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ a fim de fazer referência à resistência característica ao escoamento do aço CA-50, indicado na ABNT NBR 6118:2007.

4.4.6 Elementos finitos utilizados

Para a modelagem do concreto das estacas, do pilar e do bloco, foi utilizado um elemento sólido. A escolha do elemento finito é feita automaticamente pelo programa FX+ for DIANA de acordo com cada tipo de análise e com os elementos finitos disponíveis na biblioteca do DIANA. Sendo assim, o elemento finito indicado foi o CHX60. Esse elemento é isoparamétrico com vinte nós e função quadrática para aproximação dos deslocamentos, como mostrado na Figura 4.11. Cada nó possui três graus de liberdade, que são as translações nas direções x, y e z.

Para modelagem das barras de aço das armaduras foi utilizado o recurso do DIANA chamado de *reinforcements*, que funcionam apenas como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados, com comportamento habilitado na direção axial da barra, como mostrado na Figura 4.12. Para utilizar esse recurso foi necessário considerar a aderência entre as barras de aço e o concreto adjacente.

Para a modelagem das molas na base das estacas, o FX+ for DIANA indicou o elemento finito de mola SP2TR, disponível na biblioteca de elementos finitos do DIANA. Esse elemento possui dois nós e um grau de liberdade por nó, que é o deslocamento no eixo da barra, como mostrado na Figura 4.13. A única propriedade necessária para definir o comportamento desse elemento é o coeficiente de mola.



$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + \\
 & a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + \\
 & a_{11}\xi^2\eta + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + \\
 & a_{16}\eta\zeta^2 + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2
 \end{aligned}$$

Figura 4.11 - Elemento CHX60 com função para aproximação dos deslocamentos [DIANA (2012)]

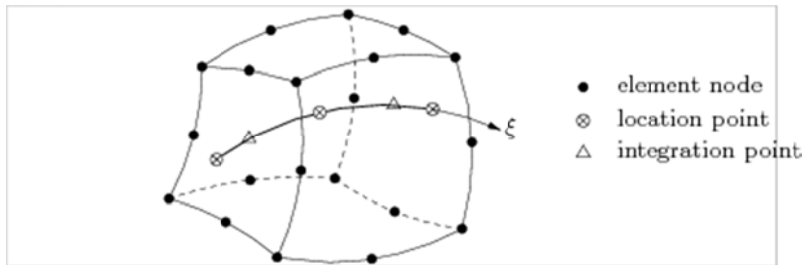


Figura 4.12 - Reinforcement inserido em elemento finito sólido [DIANA (2012)]

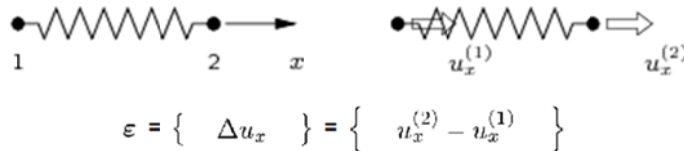


Figura 4.13 - Elemento finito SP2TR e função para cálculo dos deslocamentos [DIANA (2012)]

4.4.7 Malha de elementos finitos

Para a modelagem dos blocos, optou-se por utilizar malha mapeada, gerando uma malha com elementos finitos com formato de paralelepípedos. Sendo assim, é possível obter bons resultados sem a necessidade de um grau maior de discretização da malha, o que não seria possível com a utilização de malha automática e a utilização de elementos finitos em formato de tetraedro. Na Figura 4.14 são mostrados os blocos modelados com a malha mapeada. Na Figura 4.15 são mostradas as armaduras modeladas nos blocos.

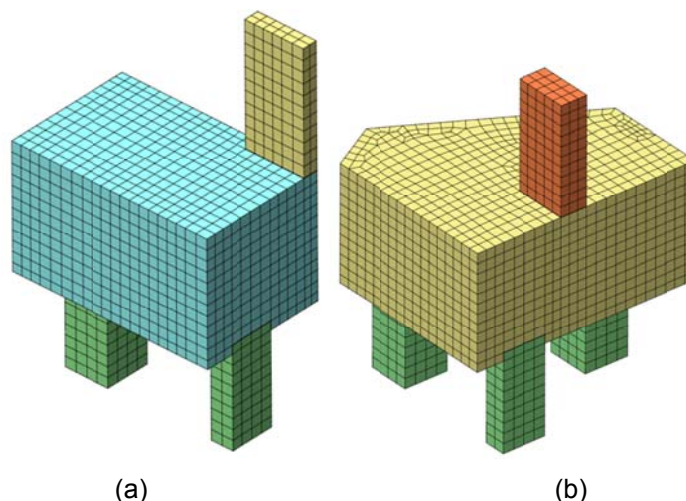


Figura 4.14 - Malha mapeada de elementos finitos: (a) $\frac{1}{4}$ de um dos blocos sobre seis estacas, (b) metade de um dos blocos sobre cinco estacas

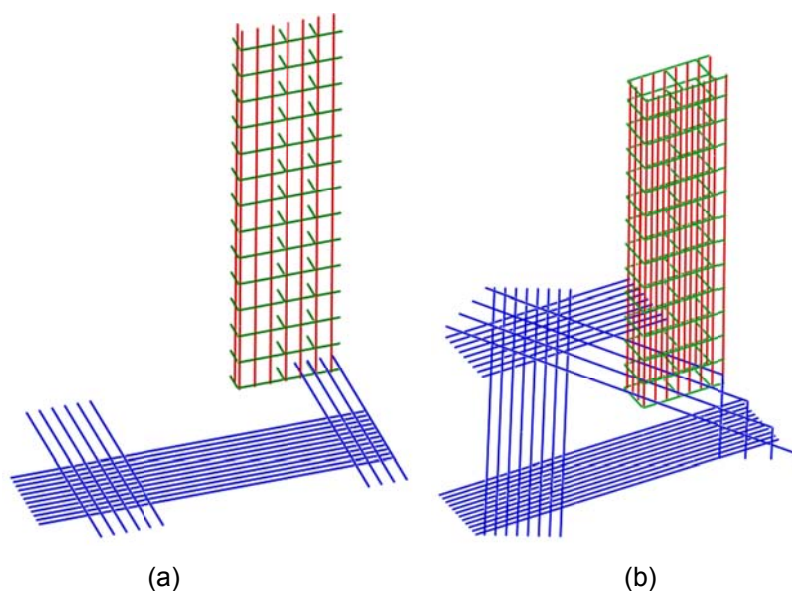


Figura 4.15 - Modelagem das armaduras dos tirantes e do pilar: (a) $\frac{1}{4}$ de um dos blocos sobre seis estacas, (b) metade de um dos blocos sobre cinco estacas

Com o uso da malha mapeada, foi necessário considerar a seção transversal das estacas com área quadrada, mantendo a área equivalente à seção circular. Logo, as estacas foram modeladas com seção quadrada de lado igual a $53,2 \text{ cm}$.

Na modelagem do pilar e das estacas, foi considerado um pequeno trecho desses elementos, com a finalidade de uniformizar as tensões das regiões de apoio e de carregamento, para o bloco. Para as estacas, optou-se por modelar um trecho referente a duas vezes o lado da face da estaca, igual a 107 cm com o objetivo de reduzir possíveis mudanças no fluxo de tensões geradas pelas condições de apoio

das estacas. Para o pilar, optou-se por modelar o trecho referente ao maior lado do pilar, logo, para cada seção de pilar foi considerado um comprimento diferente.

Considerou-se que os resultados alcançados com elementos finitos de dimensões máximas de 15 *cm* foram satisfatórios para os blocos sobre seis estacas, por esses possuírem uma geometria regular. Já para os blocos sobre cinco estacas foi necessário adotar elementos finitos com dimensões máximas de 13,5 *cm*.

4.4.8 Condições de contorno

Para reduzir o tempo de processamento dos blocos, foi utilizado o artifício da simetria, permitindo modelar apenas parte dos blocos. Para os blocos sobre seis estacas, por possuírem dois eixos de simetria, foi possível modelar apenas um quarto do bloco, como mostrado na Figura 4.14a. Já para os blocos sobre cinco estacas, por ter apenas um plano de simetria, foi modelada a metade de cada bloco, como mostrado na Figura 4.14b.

Para aplicar a simetria, a condição de contorno aplicada foi a restrição da translação dos nós na direção perpendicular ao plano de corte, como mostrado na Figura 4.16, em que as pequenas setas vermelhas indicam a restrição de deslocamento aplicado.

As estacas foram apoiadas somente na base, com as molas atuando apenas na direção vertical posicionadas nos nós da malha na face inferior das estacas. Para facilitar a consideração da mola na base das estacas, utilizou-se o artifício do “nó mestre”, em que o deslocamento vertical de todos os nós da face inferior de uma estaca, fosse igual ao deslocamento vertical do nó principal. Na Figura 4.17 estão mostradas as situações de apoio das estacas, com apoio rígido e apoio sobre mola, utilizando o artifício do “nó mestre”.

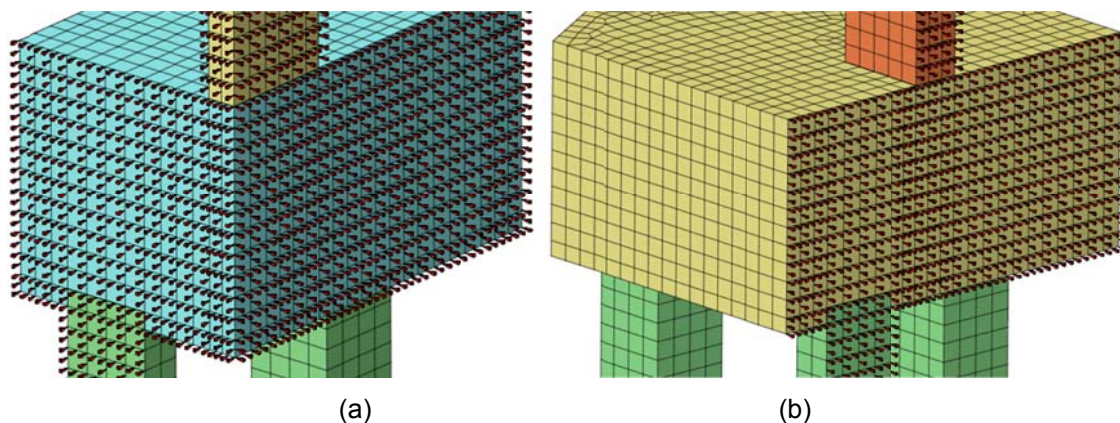


Figura 4.16 - Restrição da translação nos planos de simetria dos blocos: (a) $\frac{1}{4}$ do bloco sobre seis estacas, (b) metade do bloco sobre cinco estacas

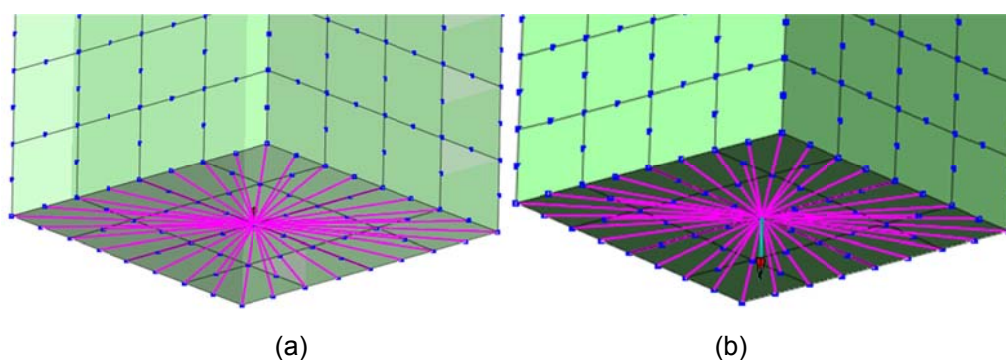


Figura 4.17 - Apoio das estacas utilizando “nó mestre”: (a) apoio rígido, (b) apoio sobre mola

A aplicação de carregamento da estrutura foi feita por meio de passos fixos de deslocamento aplicado nos nós da face do topo do pilar. Para cada bloco foi necessário definir uma combinação diferente entre o número de passos e o valor do deslocamento, até levar a estrutura ao colapso. No FX+ for DIANA foi definido um deslocamento de $1,0\text{ mm}$, e na análise não linear no DIANA, cada passo aplicado correspondeu a uma parcela deste carregamento unitário.

Para a aplicação dos deslocamentos, também foi utilizado o artifício do “nó mestre” nos nós da face superior do pilar, igualando o deslocamento desses nós ao deslocamento aplicado. Na Figura 4.18 é mostrada a aplicação do deslocamento vertical a partir da seta vermelha, utilizando “nó mestre”.

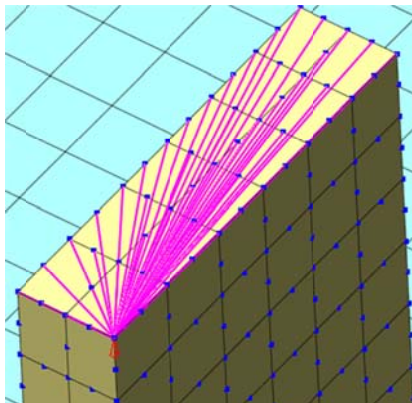


Figura 4.18 - Aplicação do deslocamento no topo do pilar utilizando “nó mestre”

4.4.9 Análise não linear

O procedimento para realizar uma análise não linear física, além de envolver a definição dos modelos constitutivos para os materiais, condições de apoio e de carregamento, consiste também em definir critérios relacionados como o método de resolução do sistema de equações não lineares utilizado, os critérios de convergência do problema, bem como outros recursos disponíveis para auxiliar na convergência do problema.

4.4.9.1 Método de resolução do sistema de equações não lineares

O DIANA dispõe de diversos métodos que podem ser aplicados como estratégia na resolução dos sistemas de equações não lineares. O método utilizado nas análises nesse trabalho foi o de Newton-Raphson Regular.

A estratégia incremental-iterativa de Newton-Raphson Regular busca calcular um incremento nos deslocamentos em cada etapa de carga. Para tanto, a cada iteração é preciso atualizar a matriz de rigidez, sendo nesse caso, denominada matriz de rigidez tangente, como esquematizado na Figura 4.19. Esse método exige maior capacidade de memória dos computadores, porém apresenta convergência com poucas iterações.

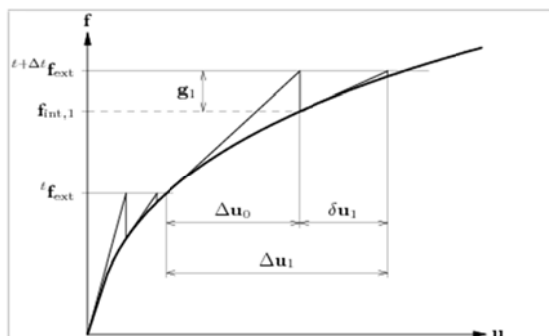


Figura 4.19 - Método de iteração de Newton-Raphson Regular
[DIANA (2012)]

Na resolução de sistemas de equações não lineares, é comum a ocorrência de problemas que podem dificultar a convergência de determinadas soluções. Para amenizar esse problema, foi utilizado o recurso *line search*, disponível no DIANA e que pode ser ativado quando se aplica carregamento por controle de deslocamentos. O critério *line search* busca um multiplicador ótimo para os incrementos de deslocamentos, de modo a acelerar a convergência das soluções.

4.4.9.2 Critério de convergência

Em relação aos critérios de convergência, o DIANA dispõe de critérios baseados em normas (módulo) de força, deslocamento, energia e resíduos, todos esses comparados com um valor máximo de erro fornecido pelo usuário. Neste trabalho, optou-se por utilizar o critério de convergência em energia. Esse critério é baseado no trabalho das forças internas presentes na estrutura.

Souza (2004) indica que o critério de convergência baseado em energia como o mais interessante, pois considera simultaneamente o efeito das forças e dos deslocamentos. O autor conseguiu bons resultados em suas análises adotando tolerância de $1 \cdot 10^{-2}$ em termos energéticos. Esse valor também foi adotado nesse trabalho.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da análise estrutural por meio da modelagem dos blocos em elementos finitos, os resultados dos métodos analíticos e as respectivas análises.

O capítulo está dividido, basicamente, em três partes. A primeira parte indica como os resultados obtidos nas modelagens em elementos finitos foram interpretados e quais as considerações que foram feitas.

A segunda parte apresenta os resultados das análises obtidas com o processamento dos blocos em elementos finitos, a partir dos parâmetros que foram modificados nos blocos, como: deformabilidade do solo de apoio das estacas, forma da seção transversal do pilar, altura do bloco e resistência do concreto.

A terceira e última parte trata da análise dos resultados do dimensionamento dos blocos obtidos com cada método analítico considerado.

5.2 Análise da ruína dos blocos sobre estacas

Ao processar os blocos em elementos finitos, foi possível montar gráficos de força *versus* deslocamento, e assim, ter uma noção da resistência dos blocos sobre estacas estudados.

Em um ensaio experimental, à medida que se aplica o deslocamento, os blocos apresentam a respectiva reação. Com uma intensidade elevada de deformações, o

concreto começa a fissurar, transferindo as tensões para as barras da armadura, até que se iniciem as rupturas localizadas do concreto e/ou escoamento das barras da armadura, finalizando com a ruína do elemento estrutural e, definindo, assim, sua resistência. No modelo numérico espera-se obter um comportamento semelhante, apresentando um comportamento “pós-pico” definido pela perda de resistência do elemento estrutural (ver Figura 5.1a). No entanto, em alguns casos pode ser difícil detectar a resistência do elemento analisado, como ocorreu com alguns blocos estudados. Mesmo o modelo apresentando diminuição na força resistente ao deslocamento aplicado, os blocos continuaram resistindo e apresentaram aumento posterior da força resistente de maneira indefinida, sem indicar o “pós-pico” (ver Figura 5.1b).

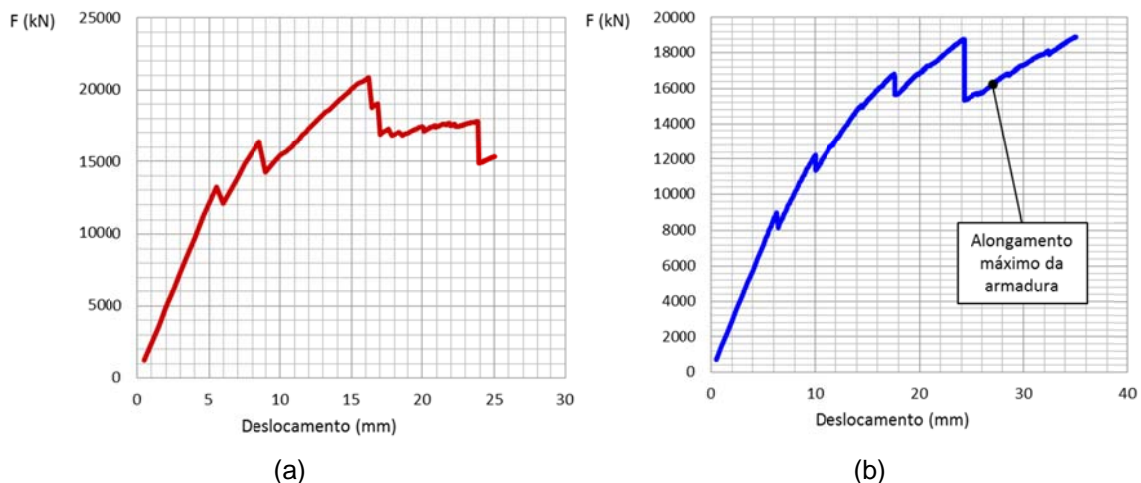


Figura 5.1 - Gráfico de força *versus* deslocamento: (a) comportamento do bloco

B6p143x35h145fc35k600 indicando força resistente em virtude do “pós-pico”; (b) comportamento do bloco B6p143x35h145fc30k300 apresentando ponto em que foi atingido o alongamento máximo da armadura.

Com base nessa constatação, passou-se a considerar que a partir de certo estágio de tensões e de deformações, o modelo numérico adotado não foi capaz de indicar um comportamento condizente com os dos materiais empregados.

Uma das justificativas para essa incongruência pode ser a utilização do modelo numérico que considera a aderência perfeita entre as barras das armaduras e o concreto adjacente. Muitas vezes essa aproximação é representativa até certo estado de deformações, porém se torna duvidosa para grandes deformações. Outro motivo pode ser atribuído ao modelo utilizado para as barras de aço da armadura,

que não indica um alongamento máximo ao se atingir a resistência de escoamento. A ABNT NBR 6118:2007 recomenda que as barras da armadura de aço CA-50 tenham um alongamento último nominal de 10‰.

Além desse motivo, acredita-se também que a definição dos valores para o coeficiente de retenção ao cisalhamento β e da energia de fratura G_c , para o concreto, possa ter influenciado neste comportamento pós-pico.

De qualquer modo, a resistência do bloco foi considerada quando ocorreu pelo menos uma das seguintes situações:

- Comportamento “pós-pico” indicando a força resistente (situação típica), como mostrado no gráfico da Figura 5.1a;
- Mudança considerável no fluxo de tensões ao ser detectada perda de resistência (Figuras 5.1b e 5.2), indicando diminuição no valor das tensões de compressão nas bielas;
- Alongamento máximo permitido de 10‰ para as barras das armaduras principais do bloco (Figura 5.3).

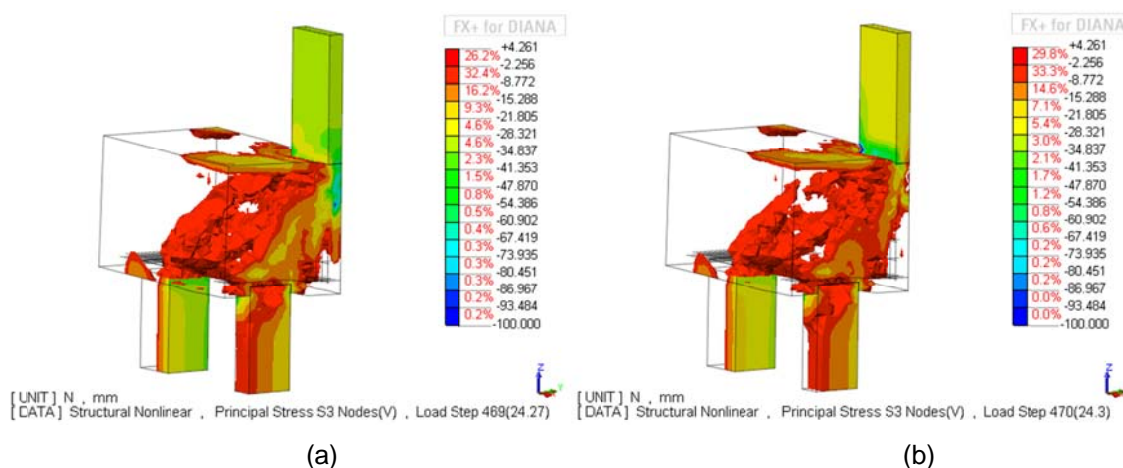


Figura 5.2 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k300. Superfície de tensão a 4 MPa de compressão indicando a formação das bielas: (a) na iminência da ruína do bloco ; (b) logo após a ruptura do concreto na biela junto à estaca mais próxima.

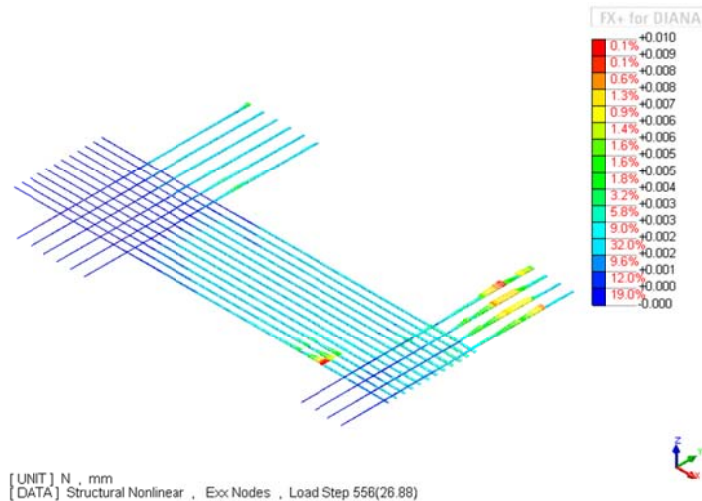


Figura 5.3 - Alongamento das barras da armadura principal do bloco B6p143x35h145fc30k300

5.3 Modelo numérico adotado para o concreto do pilar e das estacas

Antes de prosseguir com a modelagem dos blocos em elementos finitos, surgiram algumas dúvidas a respeito do comportamento do pilar. Uma vez que as áreas, do pilar e das estacas, foram definidas a partir de um projeto exemplo, não foi possível ter a certeza se o pilar ou as estacas iriam ruir antes do bloco ou vice-versa. A partir desta dúvida, foram modelados dois blocos sobre seis estacas considerando duas situações: uma com o concreto de comportamento não linear no pilar e outra considerando comportamento elástico-linear para o concreto do pilar. Nas duas situações, a taxa de armadura do pilar foi mantida em $\rho = 3\%$ e o concreto das estacas com comportamento elástico-linear.

Como pode ser visto no gráfico da Figura 5.4, o bloco cujo pilar foi modelado em concreto com comportamento linear apresentou maior resistência que o bloco cujo pilar foi modelado com concreto comportamento não-linear. Porém, ao analisar o fluxo de tensões para as duas situações, é possível perceber que quando o pilar foi considerado com comportamento não-linear, foi no pilar que ocorreu a ruptura do concreto, e não no bloco, como pode ser visto na Figura 5.5.

Já para o bloco com pilar de concreto de comportamento elástico-linear tem-se a certeza que a ruína do modelo se dá no bloco pela ruptura do concreto ou por

alongamento excessivo da armadura dos tirantes, descartando qualquer dúvida em relação a rupturas localizadas no pilar ou nas estacas. Logo, optou-se por modelar o pilar e as estacas considerando sempre comportamento elástico-linear para o concreto nesses elementos.

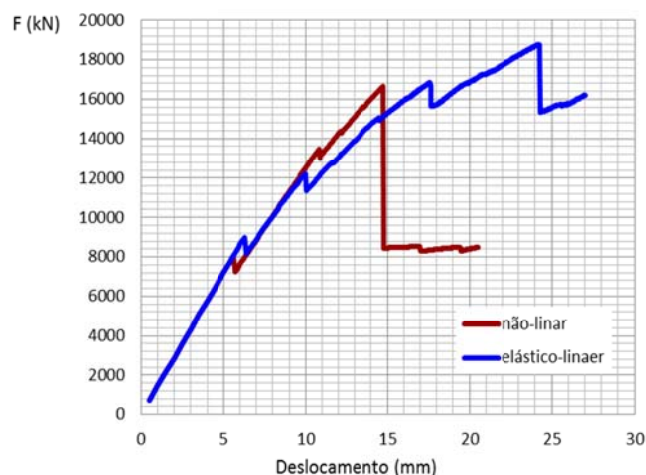


Figura 5.4 - Gráfico de força versus deslocamento do bloco B6p143x35h145fc30k300 considerando a situações em que o concreto do pilar tenha comportamento não-linear ou elástico-linear.

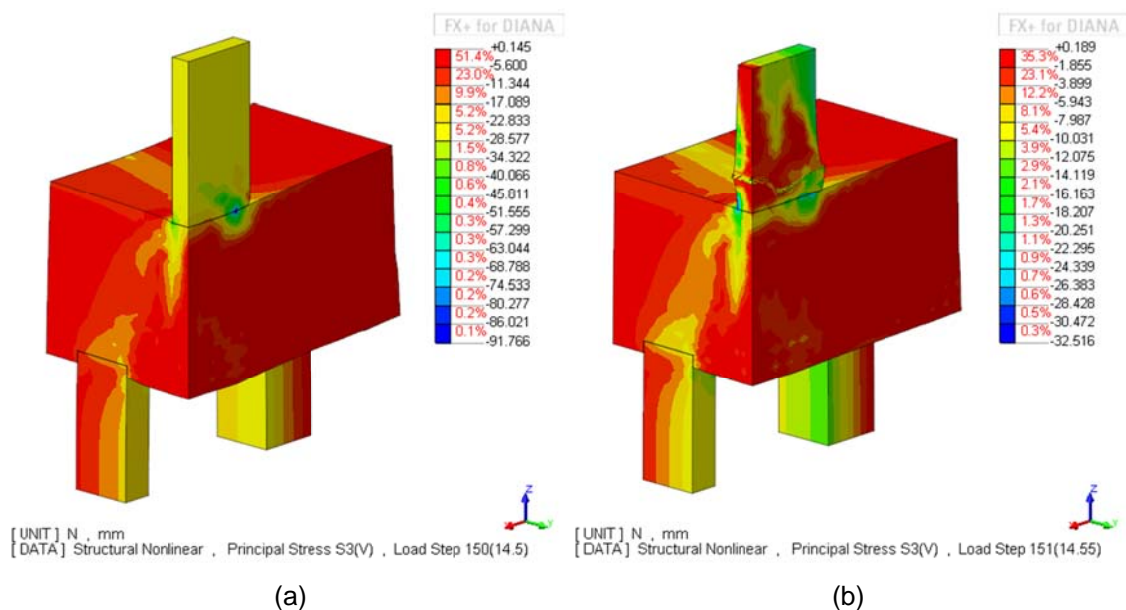


Figura 5.5 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k300: (a) na iminência da ruína ; (b) logo após a ruptura do concreto no pilar.

Outra dúvida foi a respeito da influência da armadura do pilar que se ancora ao longo da altura útil do bloco. Para verificar essa influência foram modelados dois blocos sobre seis estacas: um bloco cujo pilar tenha taxa de armadura de $\rho = 3\%$, sendo esta armadura disposta em toda a altura do bloco e o outro bloco foi modelado sem armadura no pilar.

Como pode ser visto no gráfico da Figura 5.6, a disposição da armadura do pilar permitiu um acréscimo de resistência do bloco. Por meio da Figura 5.7, percebe-se que as armaduras melhoraram a distribuição das tensões na região do bloco junto ao pilar. A transferência das tensões de compressão oriundas do pilar não se deu somente na região de contato entre o pilar e o bloco, mas sim por uma zona comprimida que se estende abaixo dessa região.

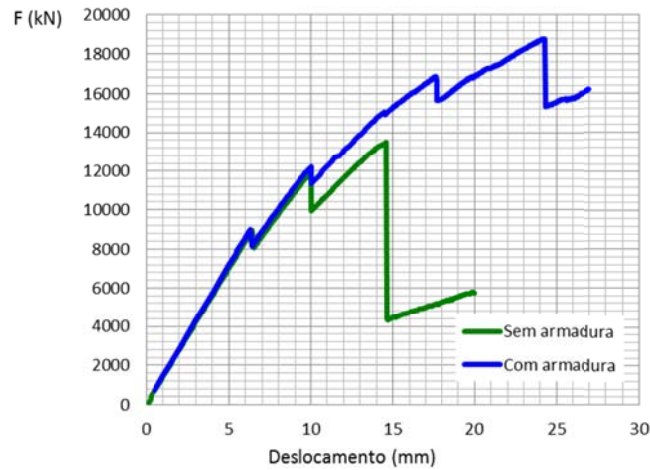


Figura 5.6 - Gráfico de força *versus* deslocamento do bloco B6p143x35h145fc30k300 considerando a situação sem armadura do pilar ao longo da altura útil do bloco ou a situação com essa armadura.

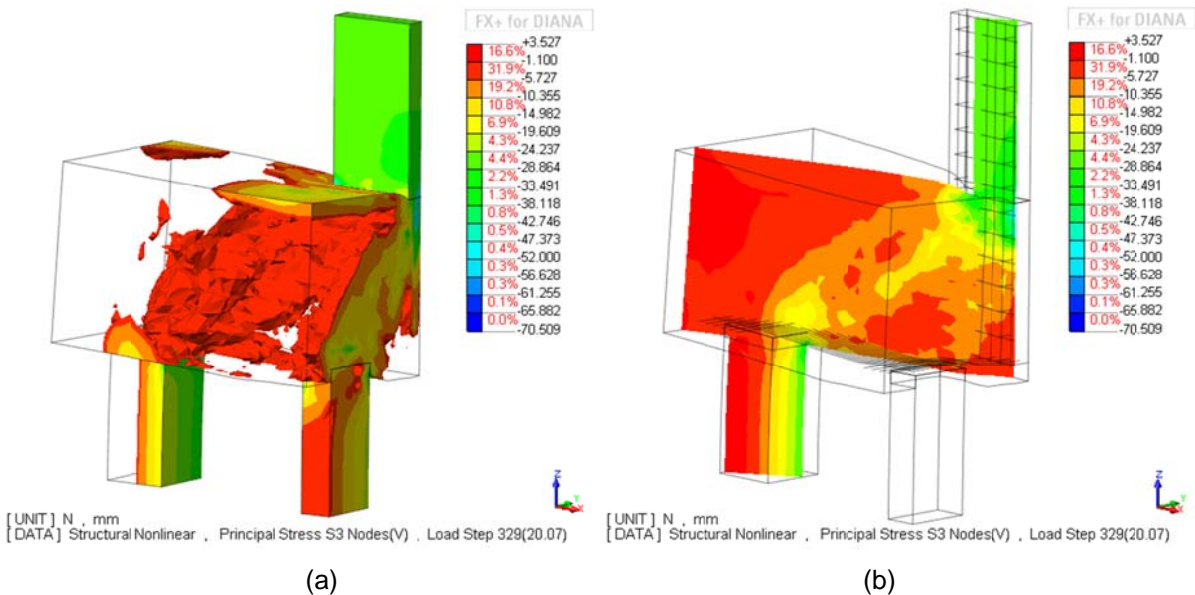


Figura 5.7 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k300, com armadura do pilar ao longo da altura útil do bloco, próximo à ruptura: (a) Superfície em que atua uma tensão de 4MPa de compressão; (b) corte diagonal.

Já no bloco com pilar sem armadura (ver Figura 5.8), é possível perceber que a transferência das tensões de compressão oriundas do pilar ficou mais restrita à região de contato entre o pilar e o bloco.

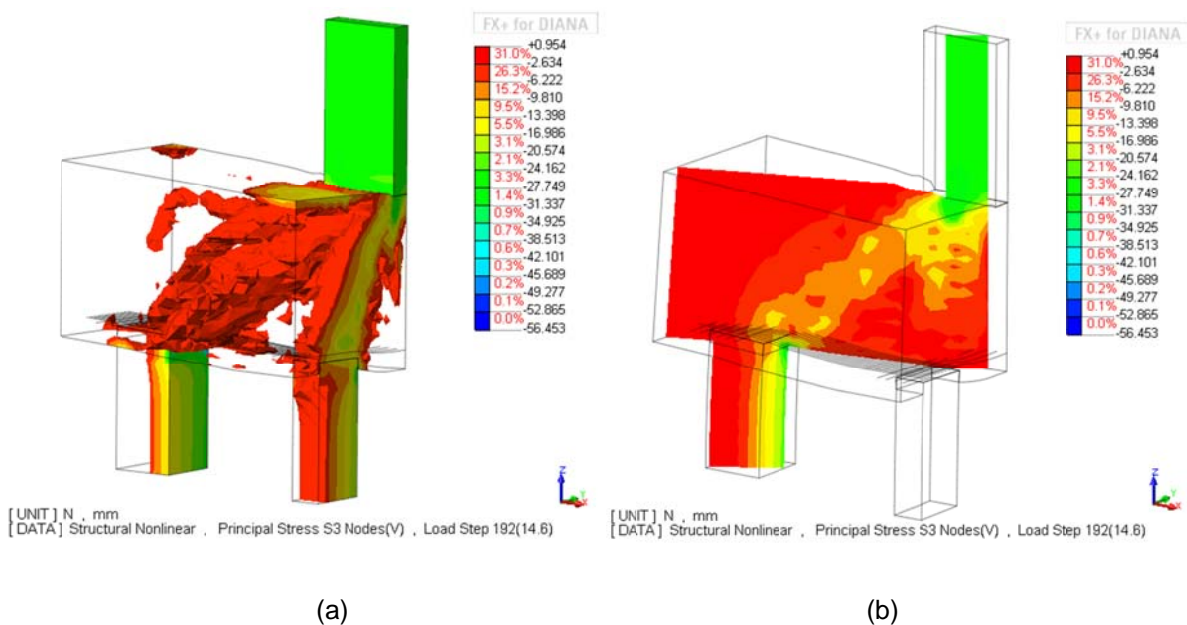


Figura 5.8 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k300, sem armadura do pilar ao longo da altura útil do bloco, próximo à ruptura (passo de carregamento com 14,6mm de deslocamento aplicado): (a) Superfície em que atua uma tensão de 4MPa de compressão; (b) corte diagonal.

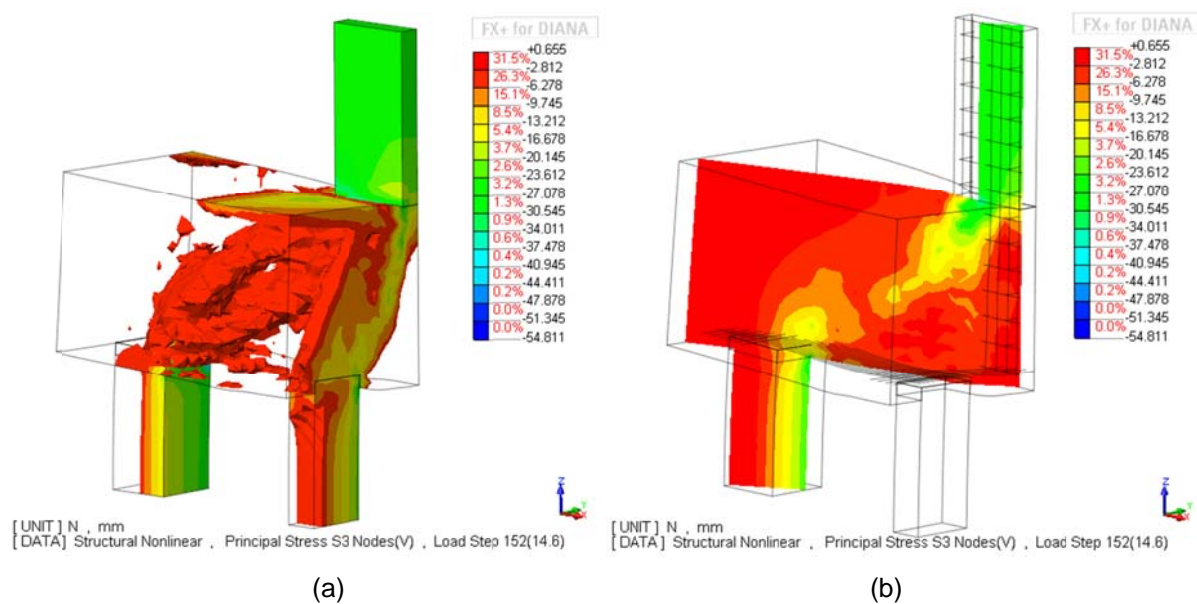


Figura 5.9 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k300, com armadura do pilar ao longo da altura útil do bloco (passo de carregamento com 14,6mm de deslocamento aplicado): (a) Superfície em que atua uma tensão de 4 Mpa de compressão; (b) corte diagonal.

Porém, a expansão dessa zona de compressão foi mais significativa apenas nas fases de carregamento próximo à ruína, pois ao observar o comportamento do bloco com a armadura do pilar no estágio de carregamento semelhante ao que levou à ruína do bloco sem armadura do pilar (ver Figura 5.9), vê-se que as tensões de compressão também ficam mais restritas à região de contato entre o bloco e o pilar. Ou seja, as barras da armadura do pilar começam a contribuir de maneira significativa somente quando as deformações no concreto ficam elevadas nessa região.

A partir dessa análise, foram mantidas as armaduras dos pilares ao longo de toda a altura útil nos blocos.

5.4 Evolução do fluxo de tensões

À medida que se aplica o deslocamento no topo do pilar, o fluxo de tensões se modifica apresentando uma configuração diferente para cada estágio de carregamento, até que se atinja a ruína do bloco. Na maioria dos blocos analisados, essa evolução ocorreu de maneira semelhante. A título de exemplo, são apresentados apenas o bloco sobre cinco estacas B5p130x32h138fc30k600 e o bloco sobre seis estacas B6p143x35h145fc30k600. Os outros blocos são apresentados à medida que as particularidades de cada um forem relevantes ao estudo. Na Figura 5.10 são apresentados os gráficos de força *versus* deslocamento para esses dois blocos possibilitando, assim, associar os fluxos de tensões às diferentes etapas de carregamento, como discutido a seguir.

Nas Figuras 5.11, 5.12, 5.13, 5.15 e 5.16 são apresentadas as sequências dos fluxos de tensões para cada estágio de carregamento dos blocos. Cada figura representa um corte do bloco em planos verticais que passam pelo pilar e por uma das estacas, assim é possível observar como se dá a transferência de tensões do pilar a cada uma das estacas. Já nas Figuras 5.14 e 5.17 são mostradas superfícies de mesma tensão, possibilitando visualizar detalhes do fluxo de tensões em perspectiva.

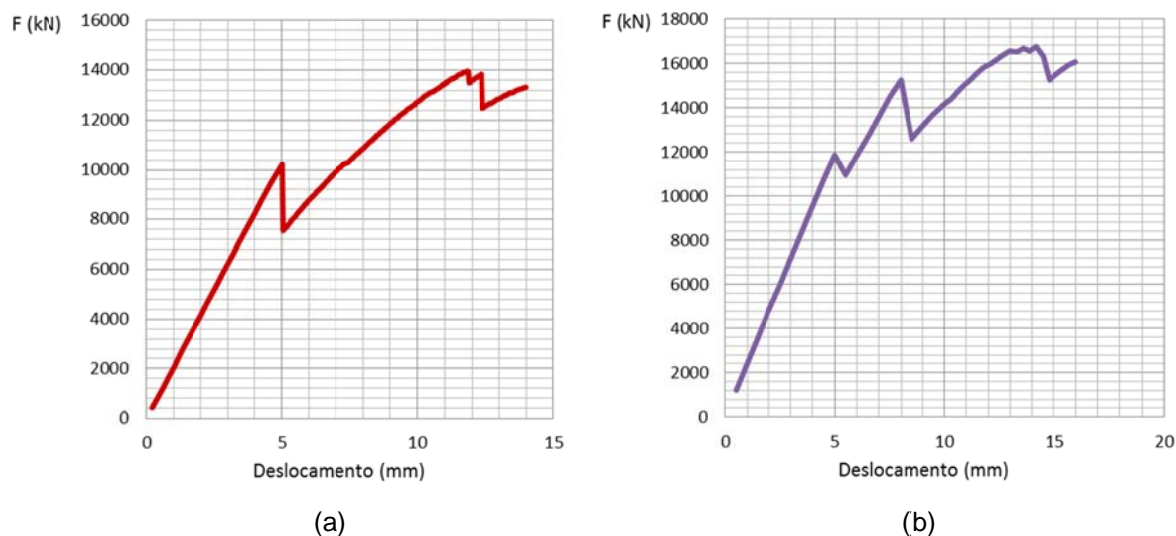


Figura 5.10 - Gráficos de força versus deslocamento dos blocos: (a) B5p130x32h138fc30k600, (b) B6p143x35h145fc30k600.

Observa-se que, nas fases iniciais de carregamento, as tensões desenvolvidas ainda têm valores pequenos e o concreto ainda resiste às tensões de tração. Nesse estágio ainda não fica evidente a formação das bielas. Ocorre apenas uma concentração de tensões de compressão junto às estacas mais próximas (ver Figuras 5.11a, 5.12a, 5.13a, 5.15a e 5.16a). De qualquer modo, percebe-se que nas extremidades do pilar, próximo à região de contato entre o pilar e o bloco, já se desenvolvem tensões elevadas, que poderiam levar ao fendilhamento do concreto nessa região (ver Figuras 5.14a e 5.17a).

Com o aumento do carregamento aplicado, o concreto passa a não suportar as tensões de tração atuantes e começa a fissurar, transferindo as tensões de tração para as barras de aço. A partir desse estágio é possível visualizar as bielas com maior clareza, como pode ser visto nas Figuras 5.11b, 5.12b, 5.13b, 5.15b e 5.16b, sendo que se mantém maior o fluxo de tensões de compressão referente às estacas mais próximas. As bielas referentes às estacas mais afastadas aparecem com maior clareza somente quando se obtém as superfícies de mesma tensão, em perspectiva, como mostrado nas Figuras 5.14b e 5.17b.

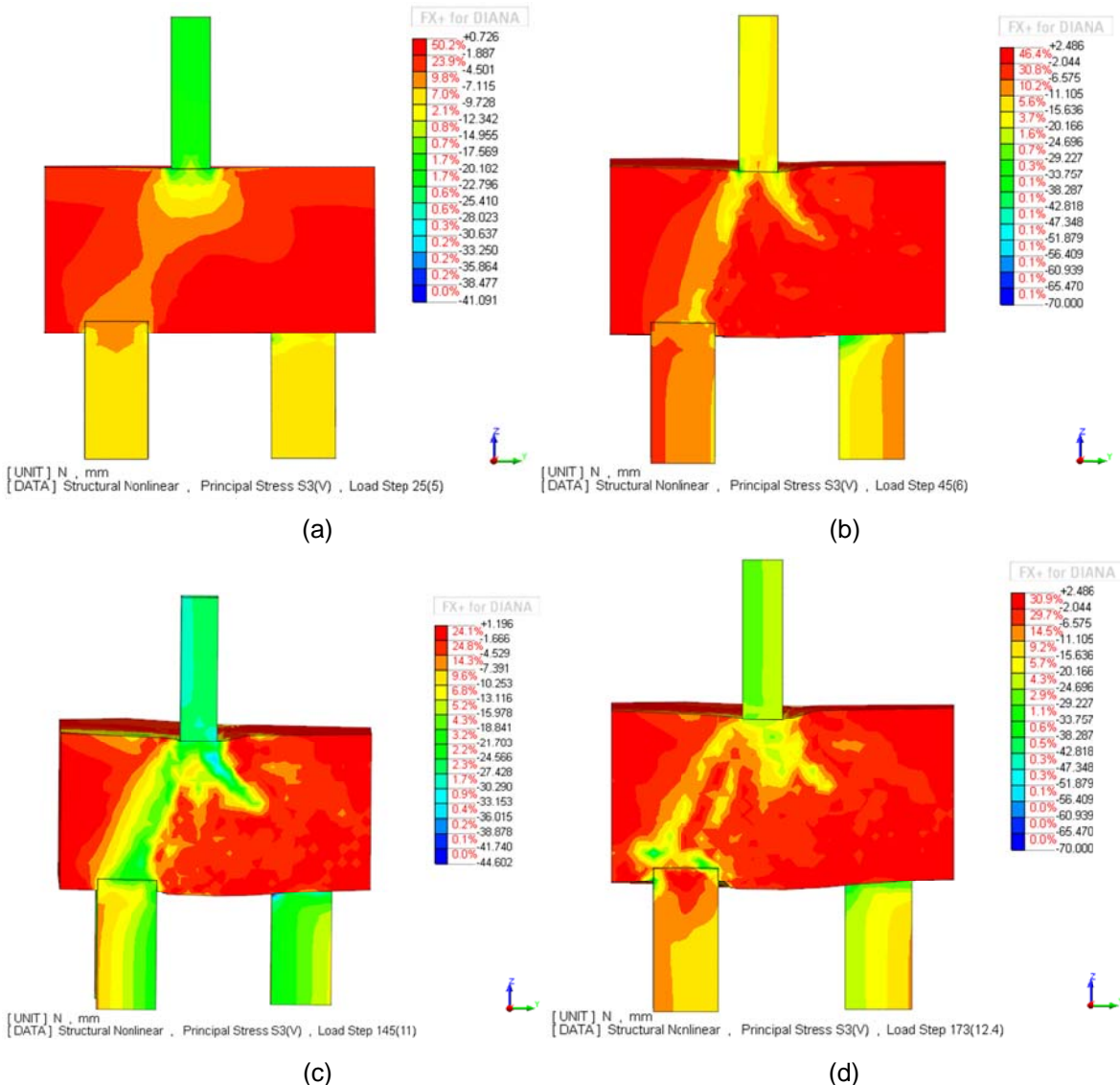


Figura 5.11 - Tensões principais de compressão mostradas no plano vertical yz passando pela estaca mais próxima do pilar do bloco B5p130x32h138fc30k600, nas fases de carregamento: (a) 5 mm; (b) 6 mm; (c) próximo à ruptura em 11 mm; (d) após a ruptura em 12,4 mm.

Nos passos de carregamento mais avançados é que o fluxo de tensões indica formação de bielas referentes a todas as estacas. Como observado nas Figuras 5.11c, 5.12c, 5.13c, 5.15c, 5.16c. Na maioria dos blocos foi observada a expansão do fluxo de tensões na região intermediária da biela, sendo isso que ocorreu de modo mais expressivo nos blocos sobre seis estacas, como mostrado na Figura 5.15c.

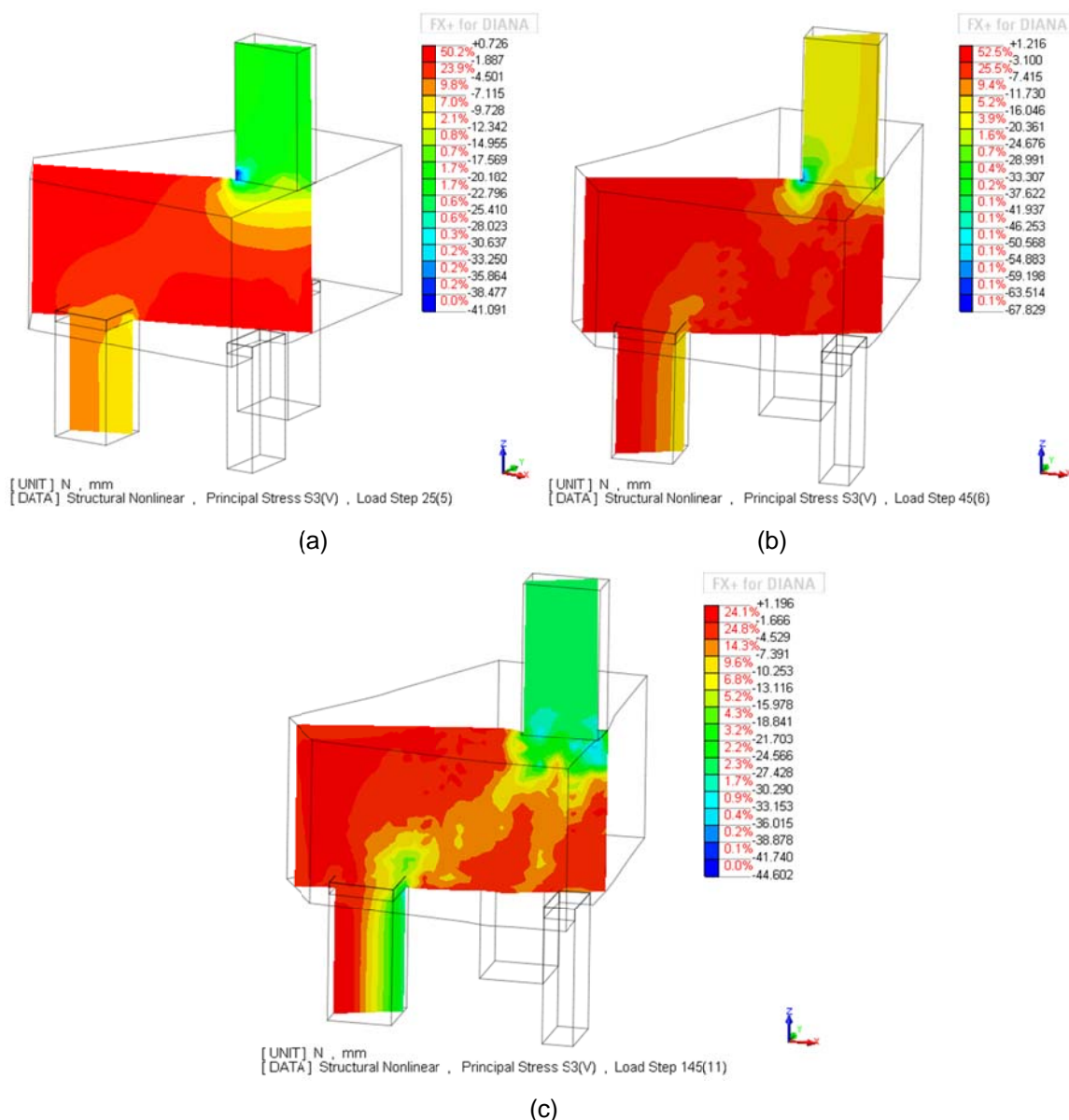


Figura 5.12 - Tensões principais de compressão mostradas no plano vertical do bloco B5p130x32h138fc30k600 nas fases de carregamento: (a) 5 mm; (b) 6 mm; (c) próximo à ruptura em 11 mm.

Nas Figuras 5.11d e 5.15d ficam evidentes as mudanças na configuração das bielas junto às estacas mais próximas, indicando queda no valor das tensões no concreto e possível ruptura localizada.

A partir da Figura 5.14b, verifica-se que, mesmo o pilar estando posicionado no centro geométrico das estacas, não houve uniformização das tensões ao longo do mesmo, com a região do lado da estaca mais próxima apresentando tensões mais elevadas.

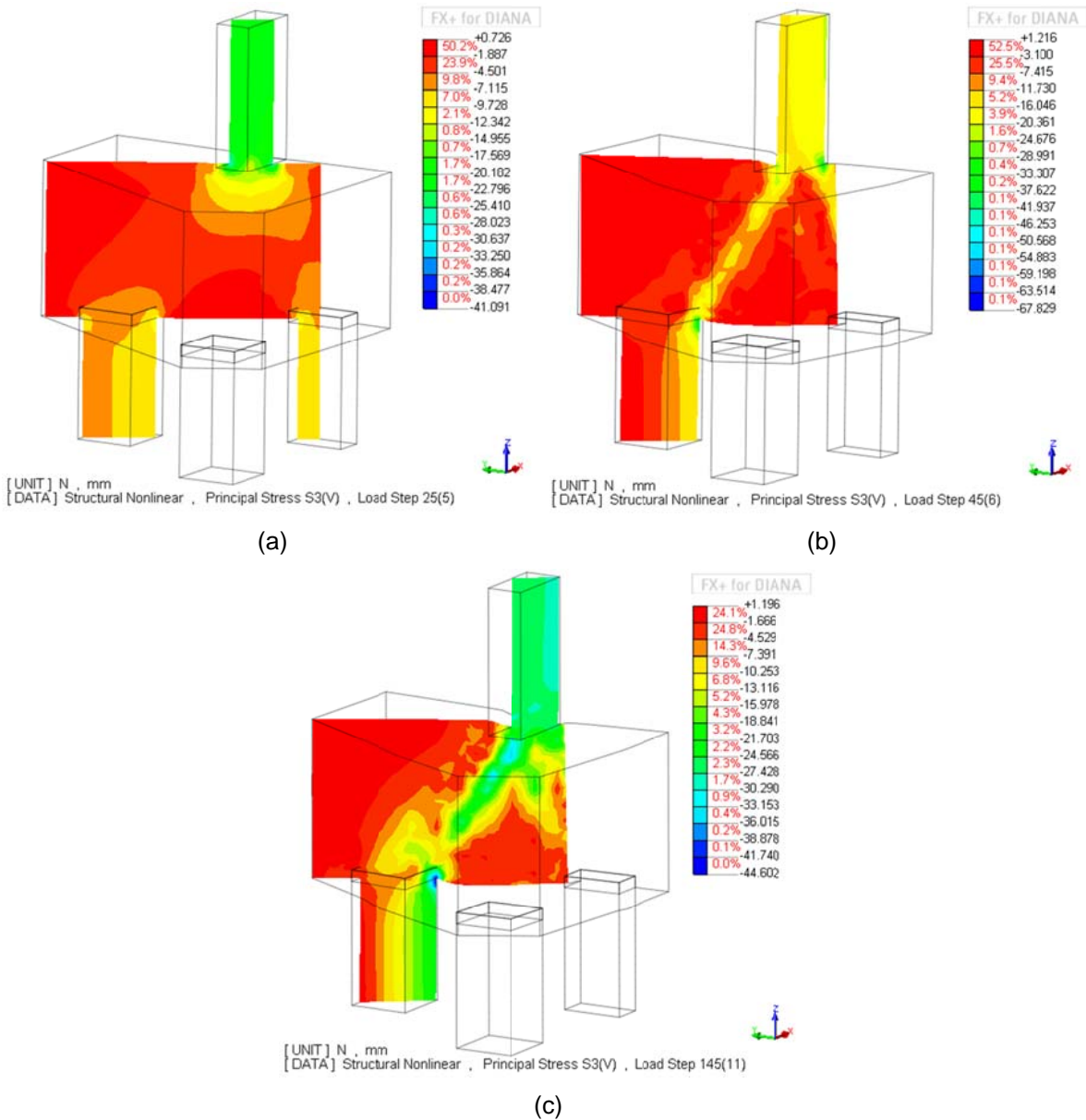


Figura 5.13 - Tensões principais de compressão mostradas no plano vertical do bloco B5p130x32h138fc30k600 nas fases de carregamento: (a) 5 mm; (b) 6 mm; (c) próximo à ruptura em 11 mm.

Como os blocos sobre cinco estacas estudados não apresentam simetria em relação ao plano xz e uma das estacas fica muito próxima do pilar, o fluxo de tensões de compressão se concentrou mais na região dessa estaca. Essa concentração de tensões não uniformes ao longo do pilar pode gerar solicitações adicionais que podem comprometer a segurança do pilar e que deveriam ser consideradas no detalhamento do mesmo, como a consideração de espaçamentos menores entre os estribos nessa região, de modo a promover o confinamento do concreto.

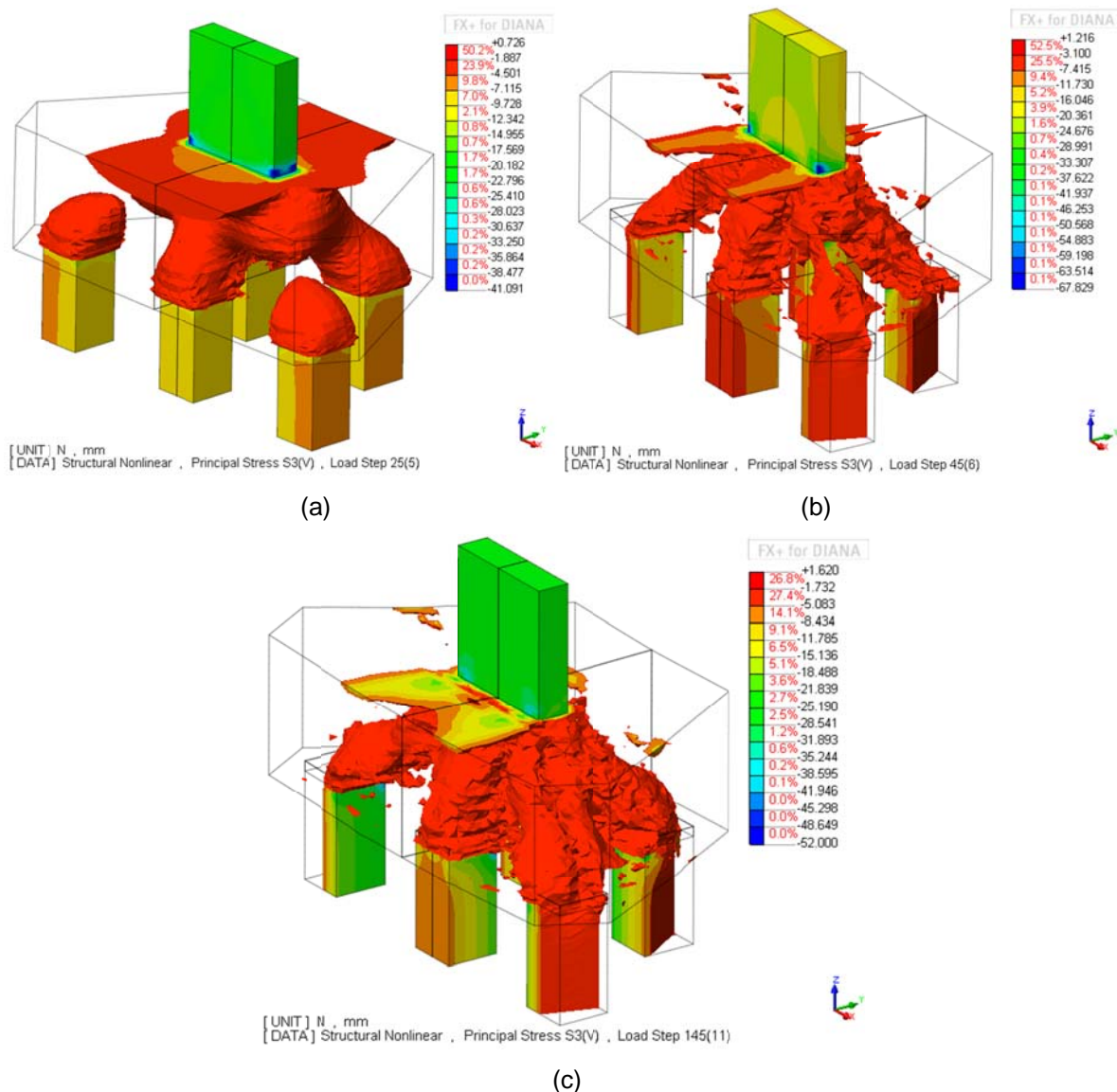


Figura 5.14 - Superfícies em que atua mesma tensão principal de compressão no bloco B5p130x32h138fc30k600, nas fases de carregamento: (a) tensão a 2 MPa de compressão a 5 mm de carregamento; (b) tensão a 4 MPa de compressão a 6mm de carregamento; (c) tensão a 5 MPa de compressão próximo à ruptura a 11 mm de carregamento.

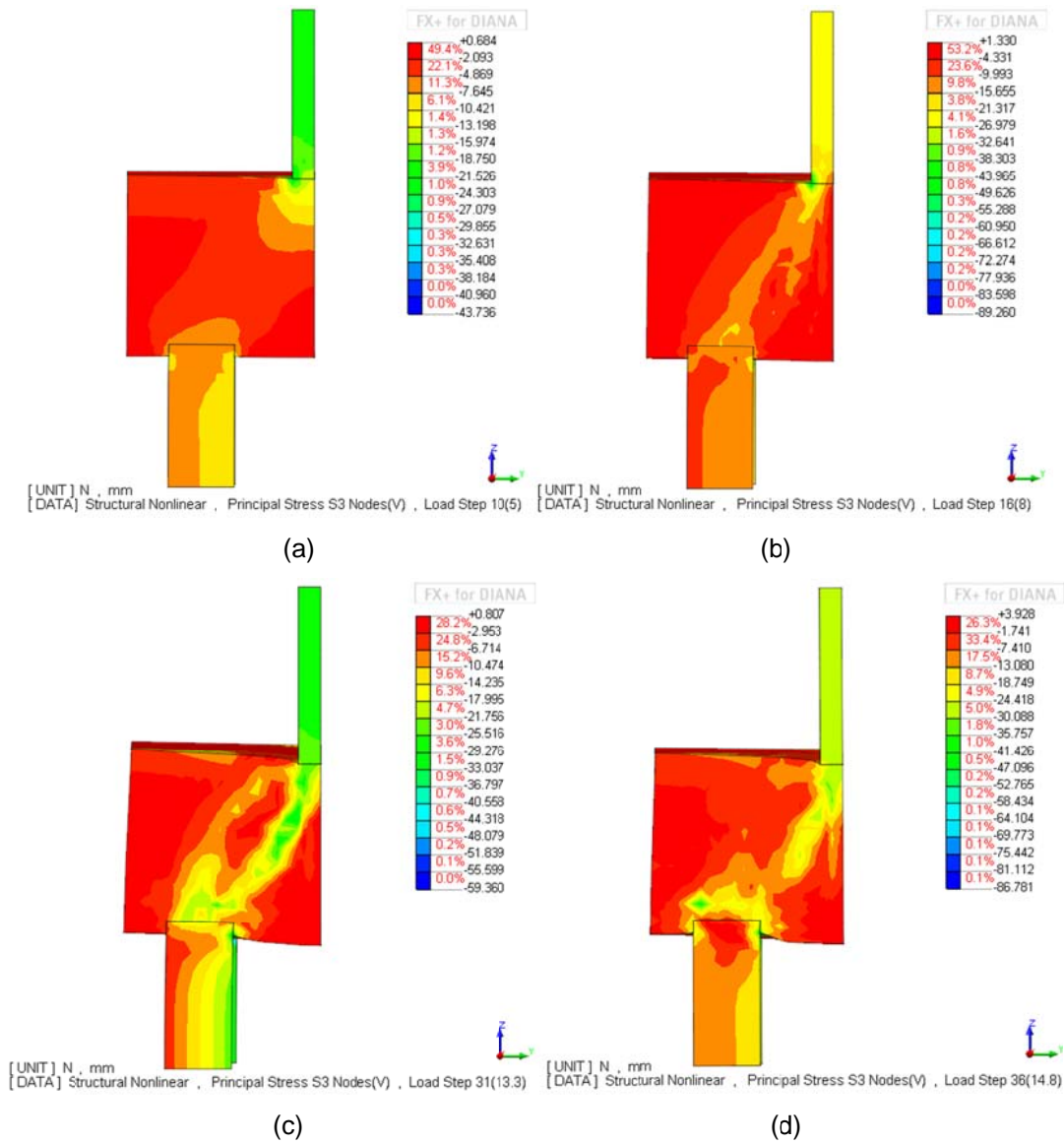


Figura 5.15 - Tensões principais de compressão mostradas no plano vertical yz do bloco B6p143x35h145fc30k600 nas fases de carregamento: (a) 5mm; (b) 8mm; (c) próximo à ruptura em 13,3mm; (d) após a ruptura em 14,8mm.

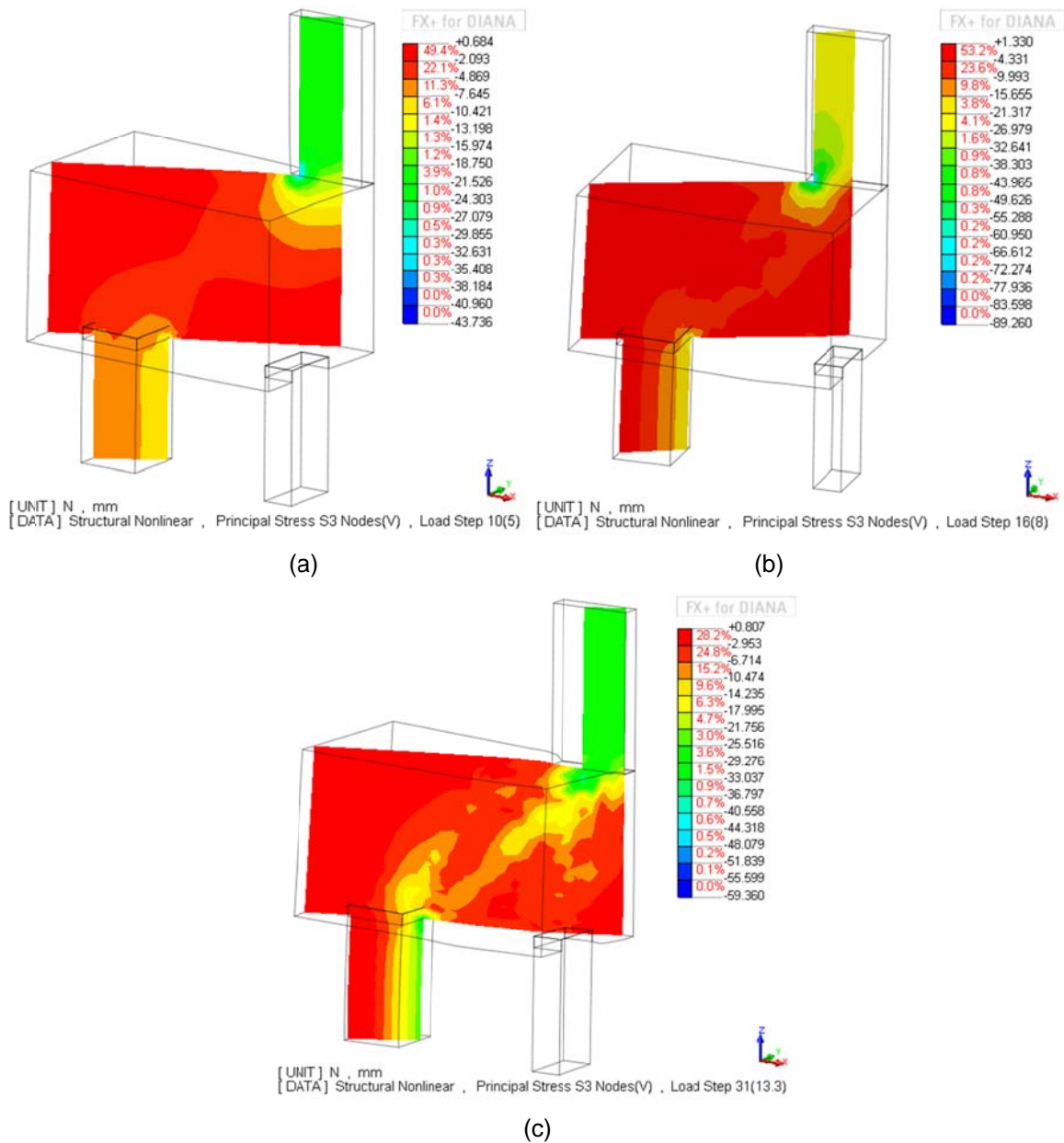


Figura 5.16 - Tensões principais de compressão mostradas no plano vertical do bloco B6p143x35h145fc30k600 nas fases de carregamento: (a) 5 mm; (b) 8 mm; (c) próximo à ruptura em 13,3 mm.

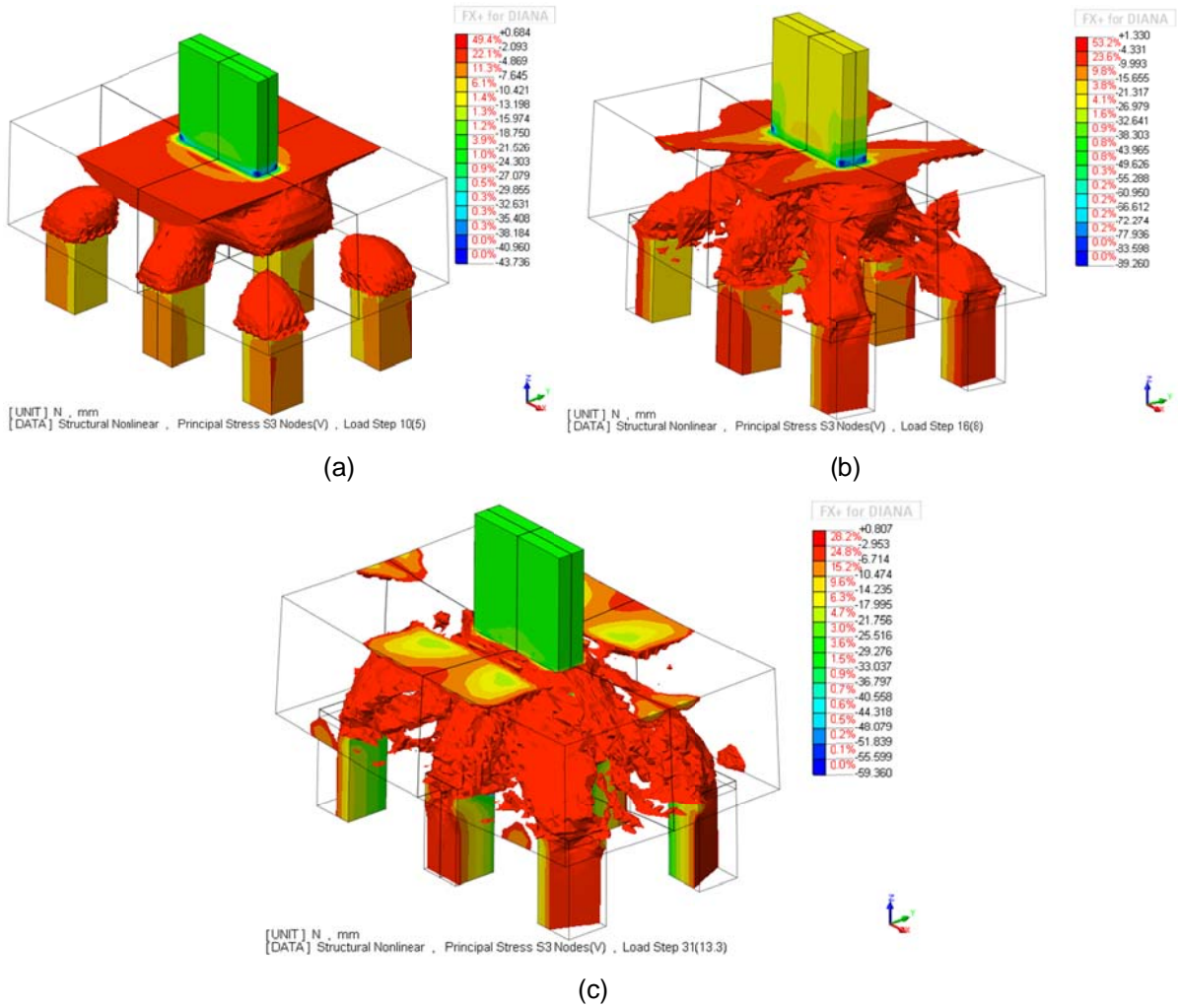


Figura 5.17 - Superfícies com mesma tensão no bloco B6p143x35h145fc30k600 nas fases de carregamento: (a) superfície de tensão a 2 MPa de compressão 5 mm carregamento; (b) superfície de tensão a 4 MPa de compressão a 8 mm de carregamento; (c) superfície de tensão a 5 MPa de compressão próximo à ruptura a 13,3 mm de carregamento.

5.5 Influência da deformabilidade do solo de apoio das estacas

Este item analisa a influência que a deformabilidade do solo e o encurtamento elástico da estaca, representados por molas elásticas, tiveram na distribuição das reações entre as estacas, na resistência do bloco, na distribuição das tensões nas barras das armaduras principais e no fluxo de tensões.

5.5.1 Influência na distribuição das reações entre as estacas.

Foram modelados quatro blocos considerando diferentes condições de apoio para as estacas, três blocos apoiados sobre molas, com os valores de coeficientes: $k = 300kN/mm$, $k = 600kN/mm$ e $k = 900kN/mm$, e um bloco considerando apoio rígido na base da estaca ($k = "inf"$). Nas Figuras 5.18 e 5.19 são apresentados gráficos de força *versus* deslocamento dos blocos sobre cinco e seis estacas, respectivamente, para cada valor de mola indicado, e cujos valores de força estão representados no eixo das ordenadas à esquerda. Juntamente com esses gráficos, foram desenhados os gráficos com a taxa percentual de reação de cada estaca em relação à força total no bloco no decorrer do carregamento (eixo das ordenadas à direita).

Analisando os gráficos, verificou-se que nos estágios iniciais de carregamento, as reações se mantiveram praticamente uniformes nos blocos apoiados sobre molas, independente do valor do coeficiente de mola. Nos blocos com apoio rígido, as diferenças entre as reações foram consideráveis desde o início do carregamento. À medida que o carregamento aumentou e o concreto começou a fissurar, houve maior concentração das reações nas estacas mais próximas, cujas bielas são mais inclinadas, e conseqüentemente, diminuiu a parcela de reação para as estacas mais afastadas, cujas bielas são mais abatidas.

Observou-se que quanto maior o coeficiente de mola, maior foi a diferença observada nas intensidades das reações das estacas. Com exceção dos blocos com $k = 300kN/mm$, essa diferença foi aumentando até que fosse atingido um estágio de carregamento em que se deu a ruptura do concreto nas bielas mais inclinadas,

referente às estacas mais carregadas, caracterizada pela queda na parcela de reação dessas estacas.

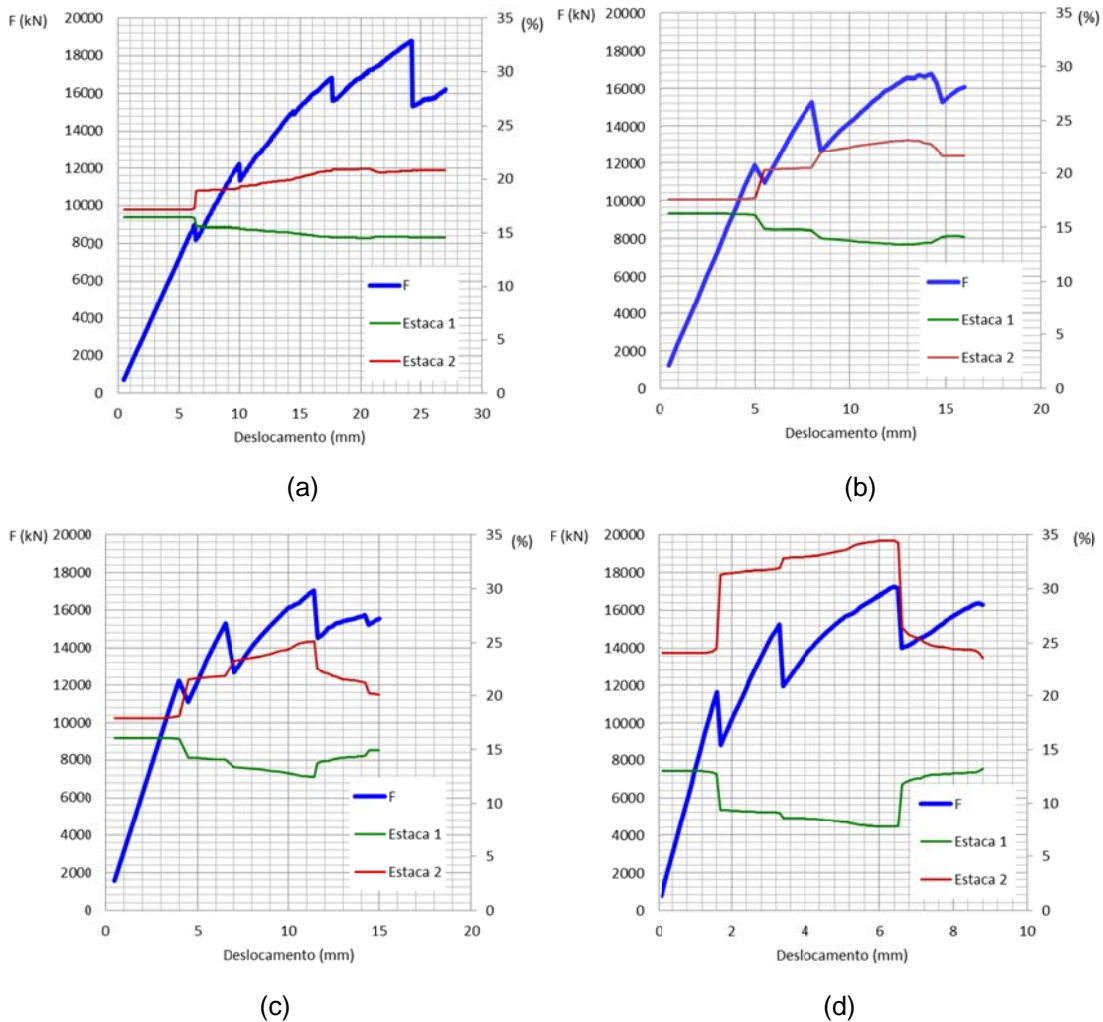


Figura 5.18 - Gráficos de força versus deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B6p143x35h145fc30k300; (b) B6p143x35h145fc30k600; (c) B6p143x35h145fc30k900; (d) B6p143x35h145fc30kinf.

Os blocos com $k = 300 \text{ kN/mm}$ foram os que apresentaram a melhor distribuição das reações entre as estacas. Além disso, todas as estacas contribuíram com uma parcela significativa de reação até o estágio em que foi detectado o alongamento máximo permitido para as barras das armaduras principais. Sendo assim, acredita-se que para blocos com coeficientes de mola na base das estacas com valores próximos ou até menores que 300 kN/mm , o comportamento estrutural é semelhante, criando até uma situação mais favorável ao bloco, com reações cada vez mais uniformes. Por meio dos exemplos do cálculo de coeficientes de mola indicados no Apêndice A, observa-se que para a maioria das situações, os valores

dos coeficientes de mola foram menores do que 300kN/mm , sendo que o valor médio foi de 270kN/mm . Logo, as reações das estacas tendem a apresentar distribuições mais uniformes, indo de encontro à hipótese adotada para o dimensionamento dos blocos rígidos sobre estacas.

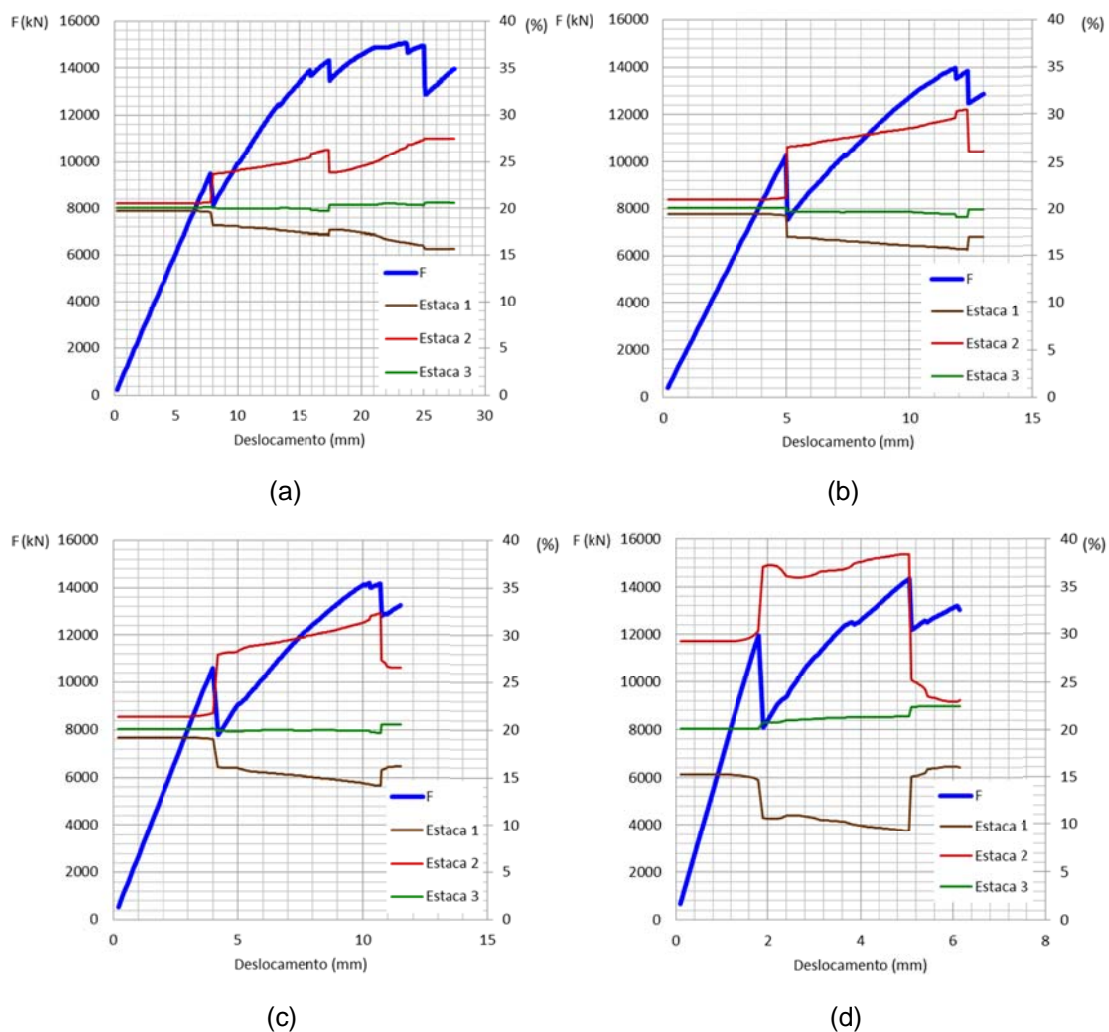


Figura 5.19 - Gráficos de força *versus* deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B5p130x32h138fc30k300; (b) B5p130x32h138fc30k600; (c) B5p130x32h138fc30k900; (d) B5p130x32h138fc30kinf.

No entanto, é importante ressaltar que para valores pequenos dos coeficientes de mola, os recalques desenvolvidos são cada vez maiores. Esses valores têm que estar dentro dos limites admissíveis da estrutura que se apoia no bloco, considerando que o ideal é que se faça a análise da interação entre o solo e a estrutura.

Considerando a situação extrema de apoio rígido para estacas, nos blocos sobre seis estacas, as estacas mais próximas absorveram, cada uma, 34,5% da força total do bloco, próximo à situação de ruína, com o restante das estacas resistindo a 7,75% cada (Figura 5.18d). No bloco sobre cinco estacas, apenas uma estaca absorveu 38,4% da força total do bloco e as estacas mais afastadas absorveram 9,4% (Figura 5.19d).

5.5.2 Influência na resistência dos blocos

A partir dos gráficos mostrados na Figura 5.20, percebe-se que a variação no valor do coeficiente de mola não acarretou mudança significativa no valor da resistência dos blocos. Apenas os blocos sobre cinco e seis estacas com valor do coeficiente de mola $k = 300\text{ kN/mm}$ apresentaram um pequeno aumento de resistência. Nos outros blocos, as resistências obtidas para os blocos tiveram valores praticamente iguais.

Entende-se que a melhor distribuição das reações entre as estacas, proporcionada pelas molas de $k = 300\text{ kN/mm}$, permitiu que todas as estacas contribuíssem de maneira significativa na resistência do bloco. Já nos outros blocos, essa contribuição não ocorreu na mesma proporção.

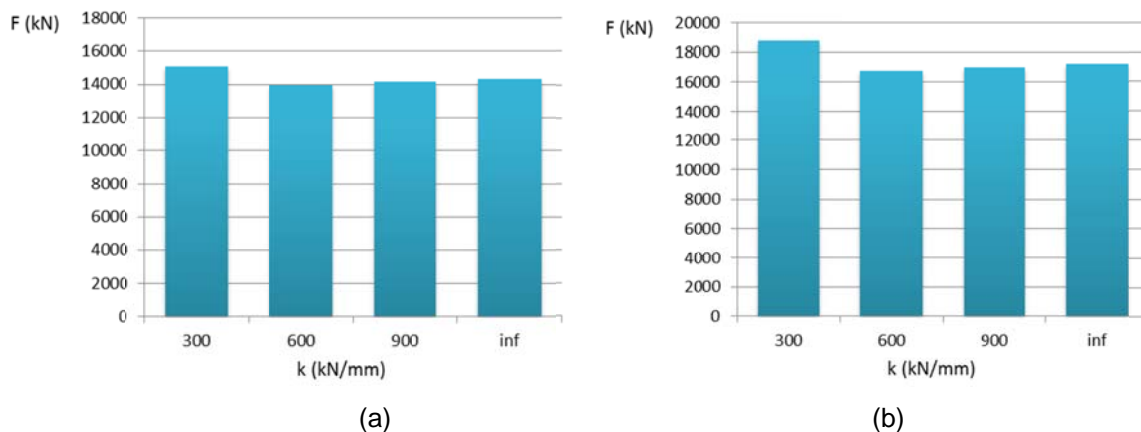


Figura 5.20 - Gráficos da relação entre a resistência dos blocos em função do coeficiente de mola: (a) blocos sobre cinco estacas; (b) blocos sobre seis estacas

Apesar da resistência não ter sofrido mudança considerável por causa da maior, ou menor, deformabilidade do solo, verifica-se, por meio dos gráficos mostrados nas Figuras 5.18 e 5.19 que, para solos mais deformáveis ($k = 300\text{ kN/mm}$), os blocos

apresentam um acréscimo no carregamento mais contínuo, até ser alcançada a ruína. Já nos outros casos, quanto menor é a deformabilidade do solo mais descontínuo é o comportamento do bloco, apresentando pequenas “diminuições” de resistência até que se atinja a ruína, que pode ter sido causada por rupturas localizadas, o que demonstra uma grande capacidade desses blocos em redistribuir as tensões internas, porém, podendo comprometer a integridade do bloco.

5.5.3 Influência na distribuição das tensões nas armaduras principais

As tensões nas barras das armaduras foram medidas de acordo com os esquemas mostrados na Figura 5.21 para os blocos sobre cinco e sobre seis estacas. Nos gráficos mostrados nas Figuras 5.22 e 5.24 são apresentadas as evoluções das tensões nas barras das armaduras principais de tração dos blocos sobre seis e cinco estacas, respectivamente, com o aumento do carregamento. Os gráficos associam as tensões nas barras das armaduras, eixo das ordenadas à direita, com o gráfico de força *versus* deslocamento, eixo das ordenadas à esquerda.

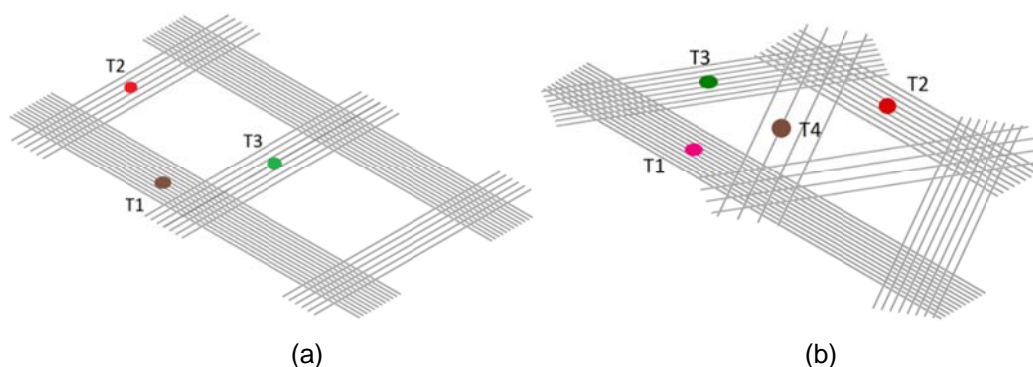


Figura 5.21 - Esquema adotado para medir as tensões nas barras das armaduras: (a) blocos sobre seis estacas; (b) blocos sobre cinco estacas

A partir dos gráficos das Figuras 5.22 e 5.24, observa-se que quanto mais deformável for o solo, ou seja, quanto menor for o valor do coeficiente de mola, melhor será a distribuição das tensões entre os tirantes, com o comportamento mais próximo ao indicado pelo modelo de treliça. Esse comportamento foi mais expressivo nos blocos com coeficiente de mola $k = 300kN/mm$ em que as tensões nos tirantes aumentam, praticamente, na mesma proporção, com o acréscimo de carregamento, até atingir o escoamento. Nos blocos sobre seis estacas fica evidente a maior concentração nas barras do tirante T3, entre as estacas mais próximas,

sendo que para valores maiores de coeficiente de mola, até a situação de apoio rígido nas estacas, essa concentração é ainda mais crítica, com as barra do tirante T3 atingindo o escoamento enquanto as tensões nas barras dos outros tirantes ainda estavam com valores de tensões relativamente pequenos.

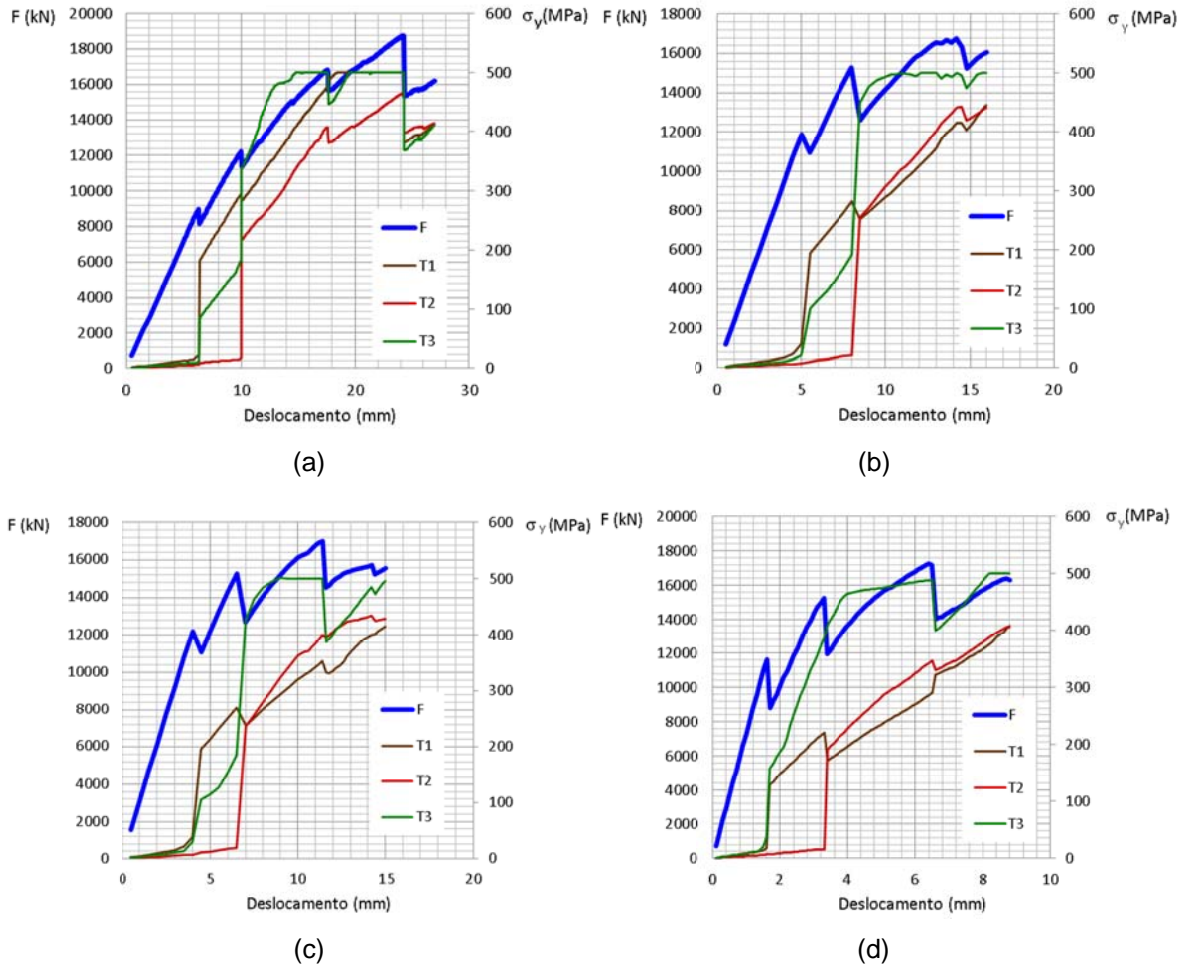


Figura 5.22 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas armaduras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B6p143x35h145fc30k300; (b) B6p143x35h145fc30k600; (c) B6p143x35h145fc30k900; (d) B6p143x35h145fc30kinf.

Essa concentração de tensões em função da deformabilidade do solo também pode ser vista por meio dos diagramas de tensões normais das barras das armaduras principais, como mostrado na Figura 5.23. Esses diagramas foram traçados com o carregamento próximo à ruína dos blocos. Novamente observa-se que quanto menos deformável for o solo, maior será a concentração das tensões de tração nas barras das armaduras dos tirantes entre as estacas mais próximas do pilar.

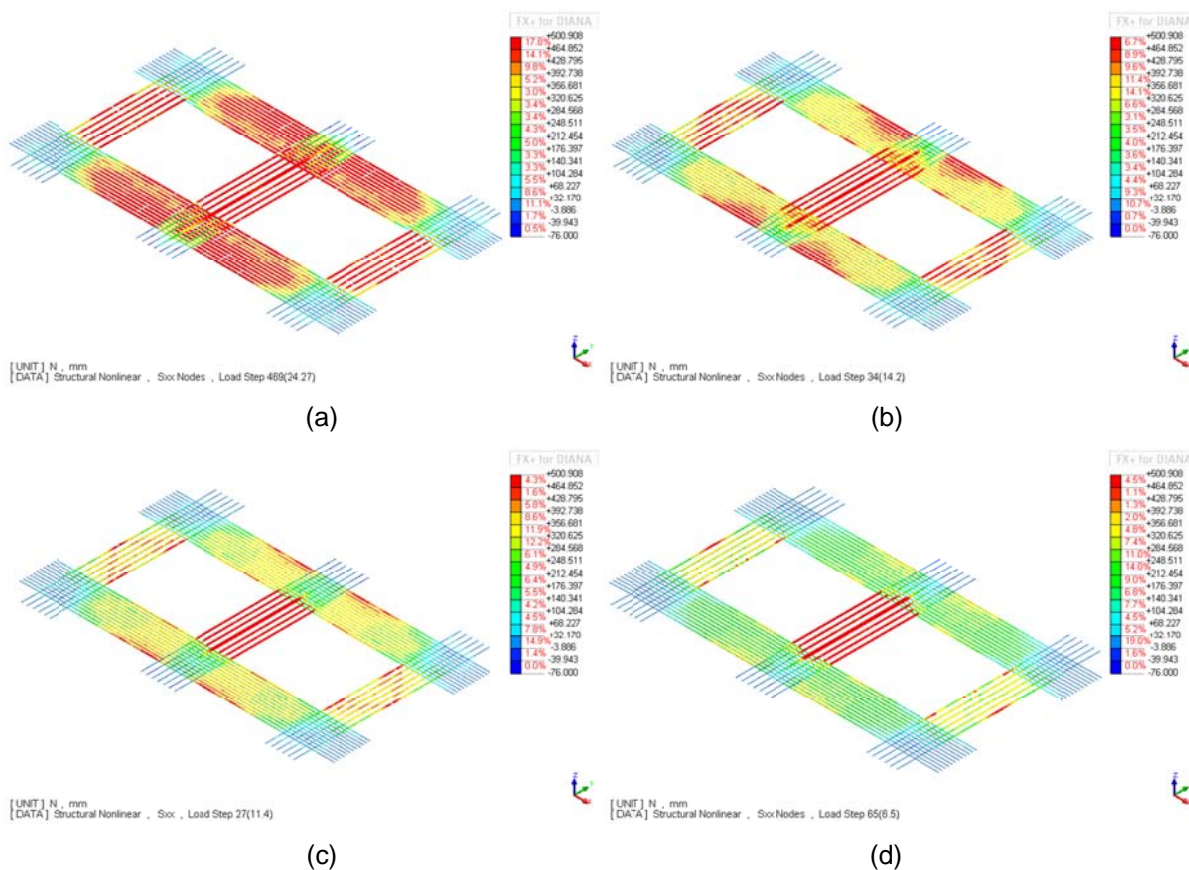


Figura 5.23 - Tensão nas barras das armaduras principais próximo à ruína, nos blocos:
 (a) B6p143x35h145fc30k300; (b) B6p143x35h145fc30k600; (c) B6p143x35h145fc30k900;
 (d) B6p143x35h145fc30kinf.

Nos blocos sobre cinco estacas, os blocos com $k = 300\text{kN/mm}$ indicaram uma boa distribuição de tensões de tração nas barras entre os tirantes, com todas as barras atingindo o escoamento antes da ruína. Nos blocos com $k = 600\text{kN/mm}$ e $k = 900\text{kN/mm}$ também ocorreu boa distribuição, porém esta foi menos expressiva, como pode ser observado na Figura 5.24. Já no bloco com apoio rígido, a concentração de tensões foi maior no tirante T4, entre as estacas mais próximas, com as barras dos outros tirantes mantendo-se em pequenos valores de tensões.

Analisando a Figura 5.25, também é possível visualizar a distribuição das tensões de tração nas armaduras principais dos blocos sobre cinco estacas. Novamente observando que quanto menor a deformabilidade do solo, ou da mola, maior é a concentração das tensões de tração nos tirantes entre as estacas mais próximas do pilar.

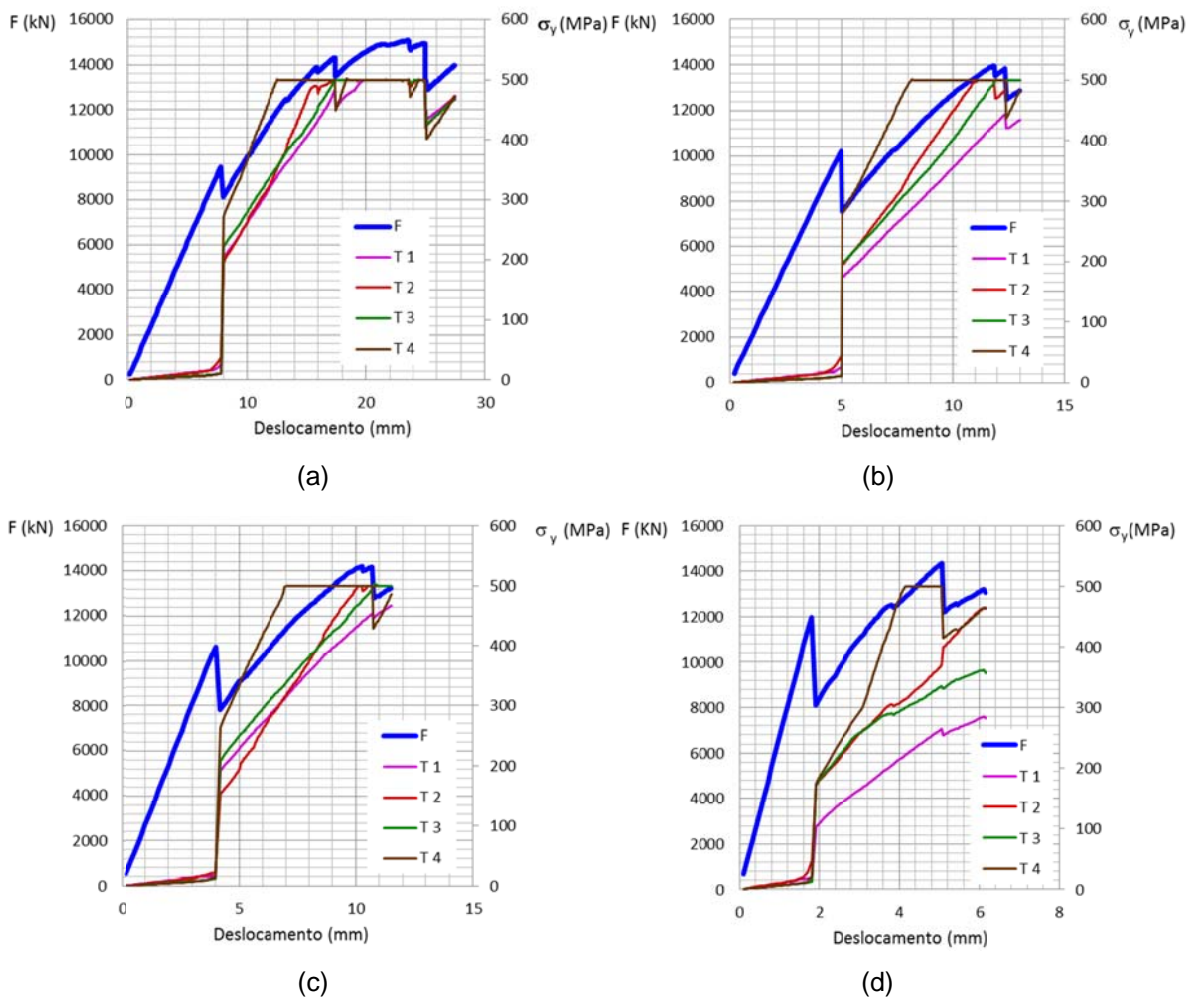


Figura 5.24 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas armaduras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B5p130x32h138fc30k300; (b) B5p130x32h138fc30k600; (c) B5p130x32h138fc30k900; (d) B5p130x32h138fc30kinf.

5.5.4 Influência na configuração do fluxo de tensões

Assim como a deformabilidade do solo interferiu em aspectos como a distribuição das reações das estacas, também foram observadas alterações no fluxo de tensões de compressão. Nas Figuras 5.26 e 5.27 são apresentados os blocos nos estágios de carregamento próximos à ruína. Para ficar mais visível a concentração das tensões de compressão, optou-se por desenhar, em cada bloco, a superfície em que atua uma tensão de 8 MPa de compressão que, pela legenda, está representada na cor laranja.

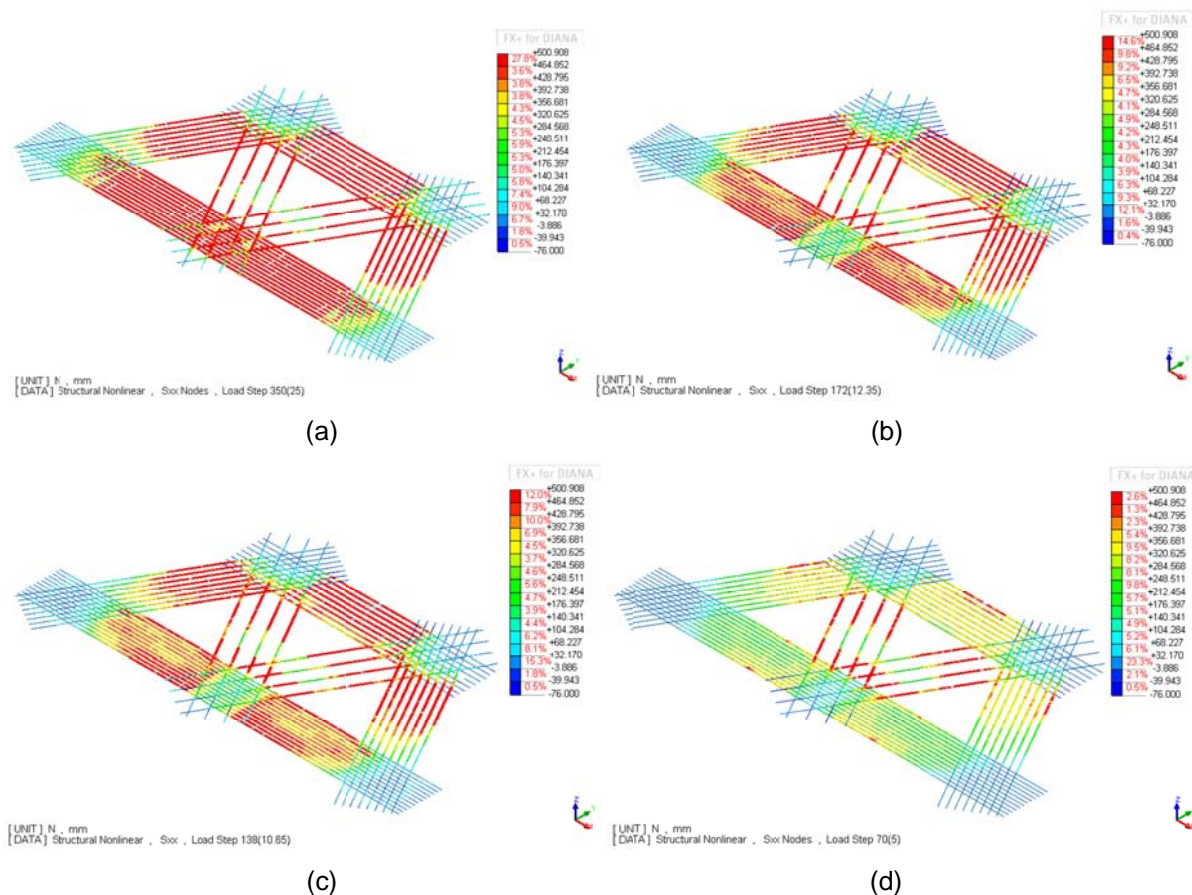


Figura 5.25 - Tensão nas barras das armaduras principais próximo à ruína, nos blocos:
 (a) B5p130x32h138fc30k300; (b) B5p130x32h138fc30k600; (c) B5p130x32h138fc30k900;
 (d) B5p130x32h138fc30kinf.

Nos blocos sobre seis estacas, em que o apoio das estacas foi sobre molas, observa-se que houve melhor distribuição das tensões de compressão, com bielas se formando em direção a todas as estacas, fazendo correspondência com o modelo de bielas e tirantes adotado no dimensionamento. Além disso, é possível notar que quanto menor o valor do coeficiente de mola, melhor foi esta distribuição das tensões. Na situação de apoio rígido para as estacas, a concentração das tensões de compressão foi maior apenas junto às duas estacas mais próximas ao pilar, com as outras estacas contribuindo menos para a distribuição de tensões de compressão no bloco.

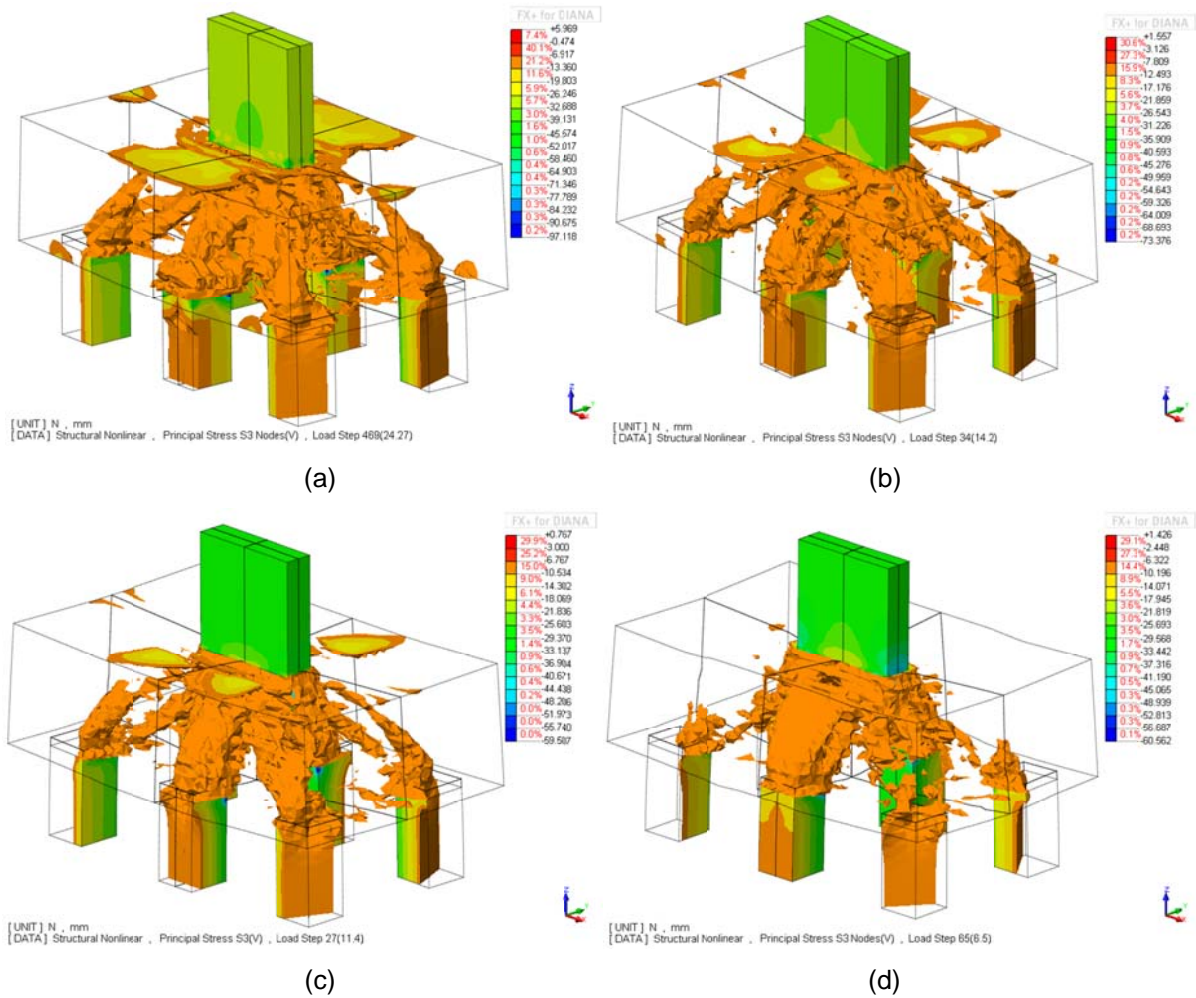


Figura 5.26 - Superfície com tensão de 8 MPa de compressão na situação de carregamento próximo à ruína dos blocos: (a) B5p130x32h138fc30k300; (b) B5p130x32h138fc30k600; (c) B5p130x32h138fc30k900; (d) B5p130x32h138fc30kinf.

Assim como observado nos blocos sobre seis estacas, nos blocos sobre cinco estacas observou-se um comportamento parecido. No entanto, nos blocos sobre cinco estacas a mudança na concentração de tensões com a alteração dos valores dos coeficientes de mola não foi tão evidente. A situação mais crítica foi observada apenas no bloco com apoio rígido nas estacas, em que as três estacas mais próximas, absorveram a maior concentração do fluxo de tensões.

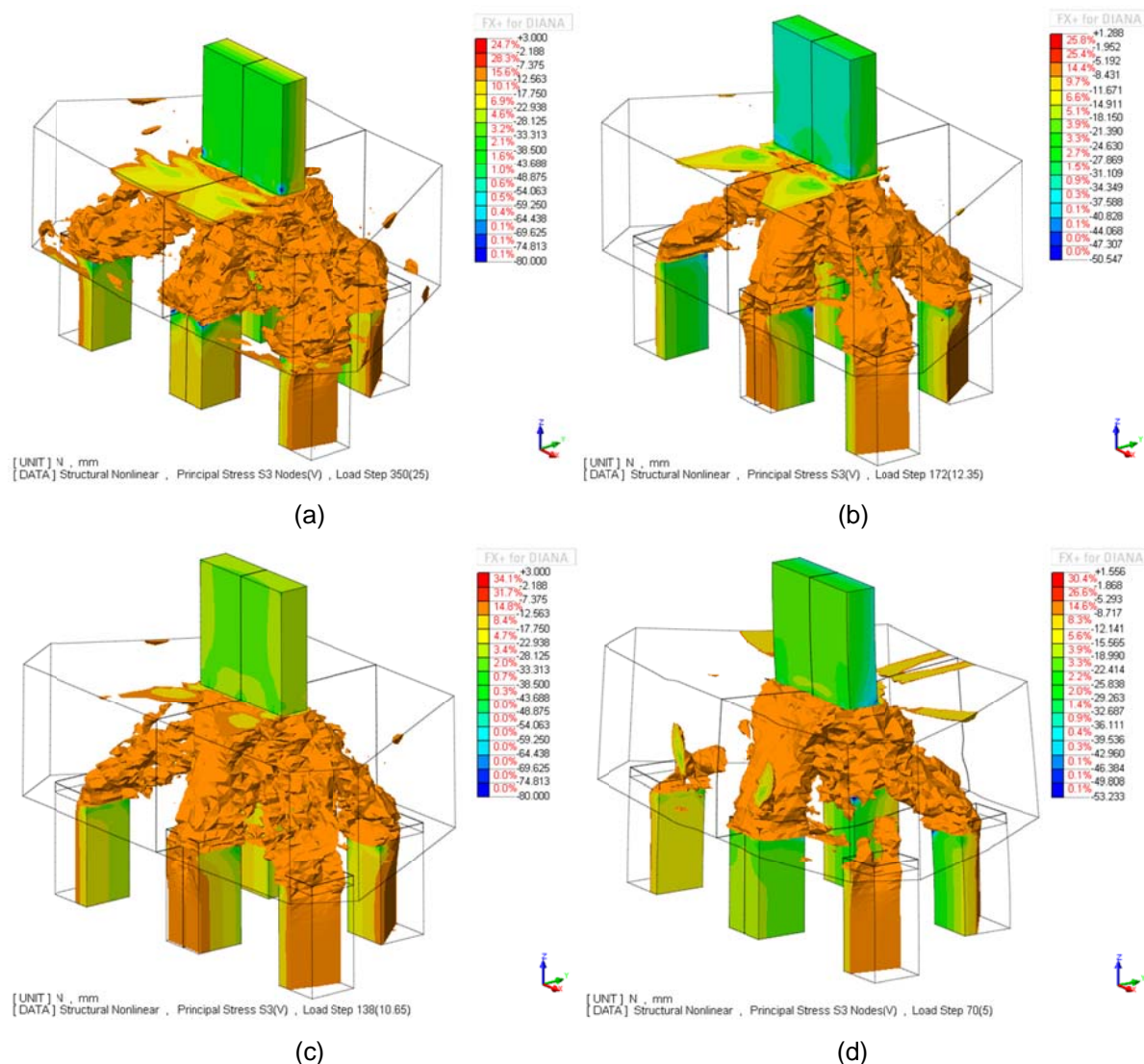


Figura 5.27 - Superfície com tensão de 8 MPa de compressão na situação de carregamento próximo à ruína dos blocos: (a) B5p130x32h138fc30k300; (b) B5p130x32h138fc30k600; (c) B5p130x32h138fc30k900; (d) B5p130x32h138fc30kinf.

5.6 Influência da seção transversal do pilar

Neste item é analisada a influência que a seção transversal gera no comportamento estrutural dos blocos. Foram considerados pilares com seção quadrada (relação entre os lados de $a_p \times a_p$), pilares retangulares pouco alongados (relação entre os lados de $a_p \times 4 \cdot a_p$) e pilares parede (relação entre os lados de $a_p \times 8 \cdot a_p$).

5.6.1 Influência na distribuição das reações entre as estacas

A partir dos gráficos mostrados nas Figuras 5.28 e 5.29, e, tomando como referência as Figuras 5.18b e 5.19b, que representam os blocos base, verifica-se que o alongamento da seção transversal do pilar alterou a distribuição das reações das estacas.

Se for analisado do ponto de vista das intensidades, a alteração não foi tão expressiva. No bloco sobre seis estacas com pilar quadrado, na situação próximo à ruína, a estaca mais próxima do pilar chegou a absorver cerca de 26% da força atuante no bloco, enquanto a estaca mais afastada absorveu cerca de 12% (ver Figura 5.28a); no bloco com pilar pouco alongado, essa relação foi de 23% e 13,5% (ver Figura 5.18b); e para o bloco com pilar muito alongado, essa relação foi de 23% e 13,5% (ver Figura 5.28b). Porém, se for analisada a distribuição das reações das estacas no decorrer do carregamento, percebe-se que o alongamento do pilar permitiu uma distribuição que evoluiu de maneira mais contínua, enquanto que para o bloco com o pilar quadrado houve um série de redistribuições, de maneira brusca, à medida que o carregamento foi aumentando. Isso indica o melhor comportamento das reações das estacas com o alongamento do pilar paralelo ao maior lado do bloco.

Nos blocos sobre cinco estacas com pilar quadrado as porcentagens absorvidas por cada estaca, na situação próxima à ruína foram de 30%, 21% e 14% (ver Figura 5.29a). No bloco com pilar pouco alongado, as porcentagens máximas foram cerca de 29,6 %, 19,4 % e 15,8 % (ver Figura 5.19b). Para o pilar muito alongado, as porcentagens máximas foram cerca de 27%, 20,5% e 16% (ver Figura 5.29b). Sendo assim, observa-se que houve uma leve tendência de melhorar a distribuição das reações entre as estacas, e também não houve mudança significativa do ponto de vista dos valores. No entanto, ao observar os gráficos para as três situações, percebe-se, assim como nos blocos sobre seis estacas, que o alongamento da seção transversal do pilar possibilitou melhor comportamento na distribuição das reações com o aumento do carregamento.

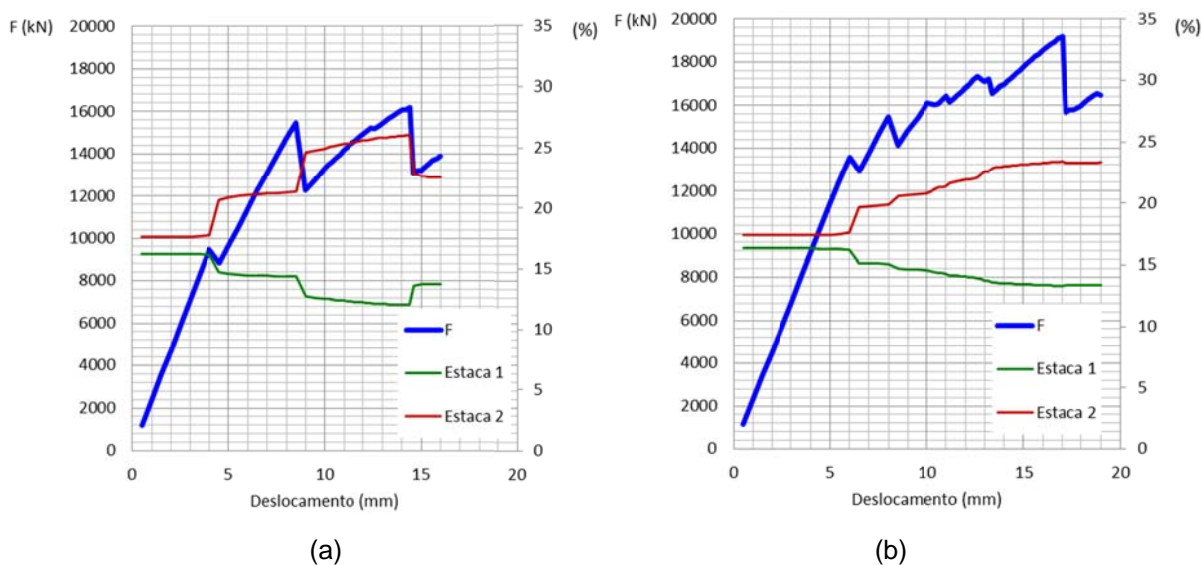


Figura 5.28 - Gráficos de força *versus* deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B6p71x71h145fc30k600; (b) B6p200x25h145fc30k600;

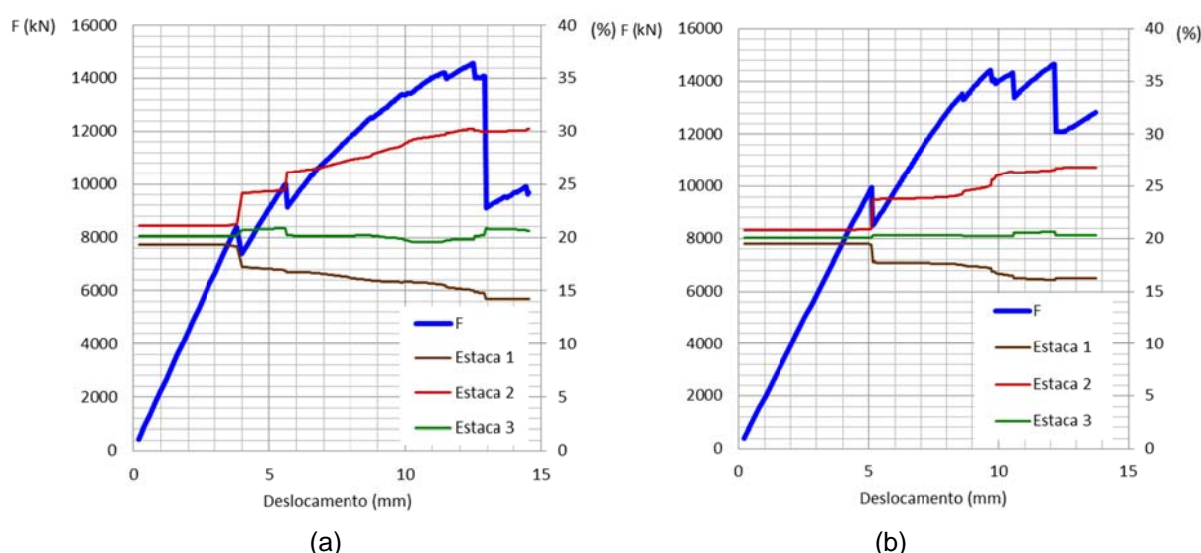


Figura 5.29 - Gráficos de força *versus* deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B5p64,5x64,5h138fc30k600; (b) B5p181x23h138fc30k600.

5.6.2 Influência na resistência dos blocos

Como pode ser observado nos gráficos das Figura 5.30, na maioria dos blocos, tanto sobre cinco estacas, quanto sobre seis estacas, a forma da seção transversal do pilar não alterou de maneira significativa a resistência dos blocos, a que os valores foram relativamente próximos. Apenas no bloco sobre seis estacas, com pilar muito alongado ($200\text{ cm} \times 25\text{ cm}$), observou-se um aumento considerável da resistência do bloco, que neste caso, pode ser atribuído à melhor distribuição das tensões para

as bielas referentes às estacas mais afastadas. Acredita-se que essa melhoria não foi observada para o bloco sobre cinco estacas, pois a disposição de uma estaca muito próxima ao pilar gerou uma concentração das tensões que foi crítica nas três situações.

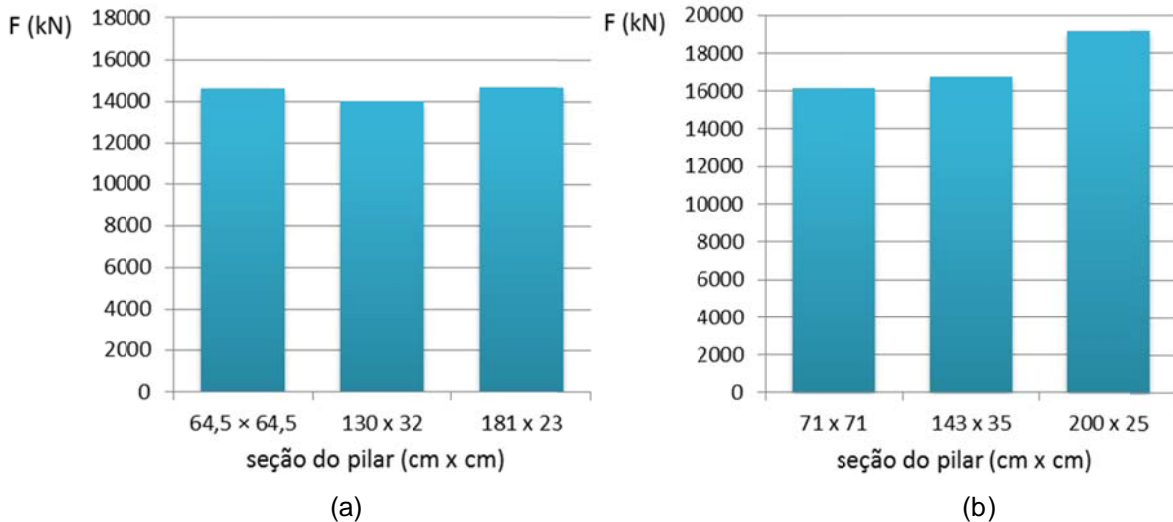


Figura 5.30 - Gráficos da relação entre a resistência dos blocos em função do formato da seção transversal do pilar: (a) blocos sobre cinco estacas; (b) blocos sobre seis estacas

5.6.3 Influência na distribuição das tensões nas armaduras principais

O alongamento da seção transversal do pilar alterou de maneira significativa a distribuição das tensões nas barras das armaduras principais nos blocos sobre seis estacas, como pode ser observado nos gráficos da Figura 5.31, tomando como referência o gráfico mostrado na Figura 5.22b, que representa o bloco base.

No bloco sobre seis estacas e pilar quadrado (Figura 5.31a), as barras do tirante, entre as duas estacas centrais, atingiram o escoamento muito antes das barras dos outros tirantes, que por suas vezes, não apresentaram tensões nas mesmas proporções (ver também Figura 5.33a). Com o alongamento do pilar, também houve o escoamento das barras das armaduras do tirante central, porém as tensões foram melhor distribuídas para as barras dos outros tirantes (Figuras 5.22b e 5.31b).

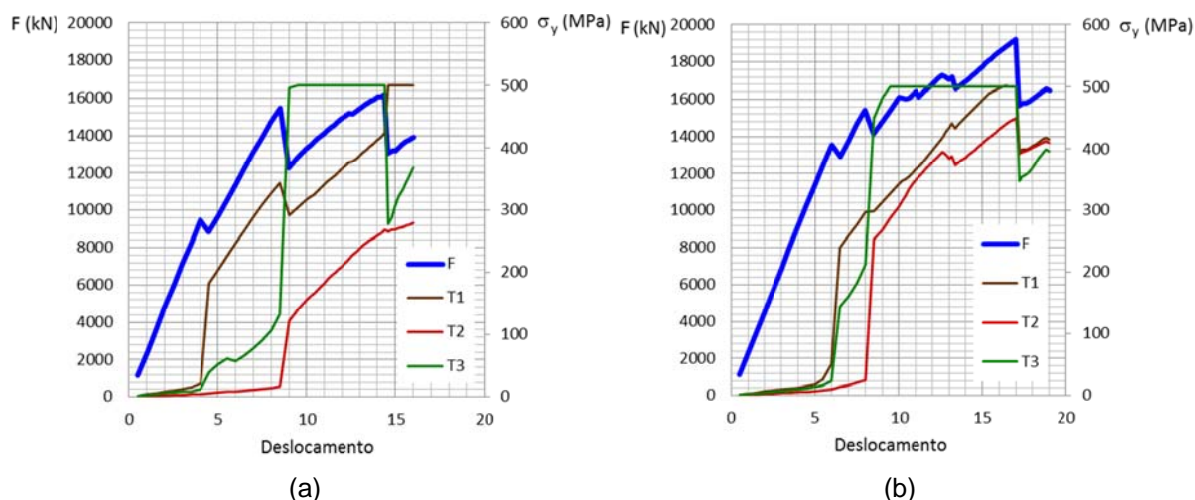


Figura 5.31 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas barras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B6p71x71h145fc30k600; (b) B6p200x25h145fc30k600.

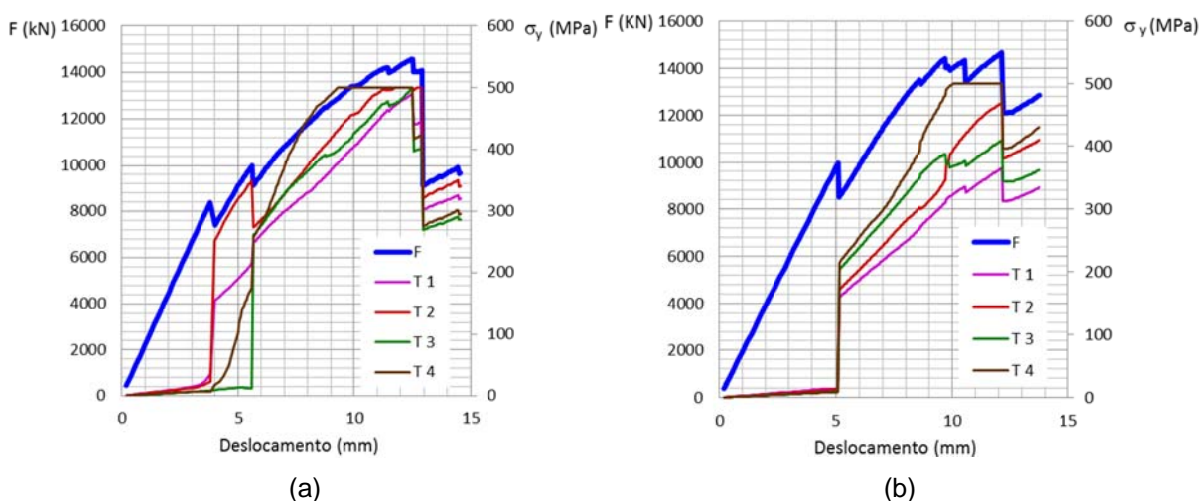


Figura 5.32 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas barras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B5p64,5x64,5h138fc30k600; (b) B5p181x23h138fc30k600.

A partir dos gráficos mostrados nas Figuras 5.32 e 5.24b, verificou-se que, nos blocos sobre cinco estacas, o alongamento da seção transversal do pilar não alterou de modo significativo a distribuição das tensões nas barras entre os tirantes. Nas três situações, apesar de haver maior concentração das tensões nas barras dos tirantes centrais, as tensões nos outros tirantes aumentaram proporcionalmente.

Analisando os diagramas de tensões de tração nas barras, mostrados nas Figuras 5.25b e 5.34, observa-se que no bloco com pilar muito alongado houve menor solicitação das barras, na situação de carregamento próximo à ruína. Isso pode ser associado ao fato de o pilar muito alongado possibilitar a formação de bielas mais inclinadas em relação à horizontal, e assim, gerar componentes menores de tensões de tração nos tirantes.

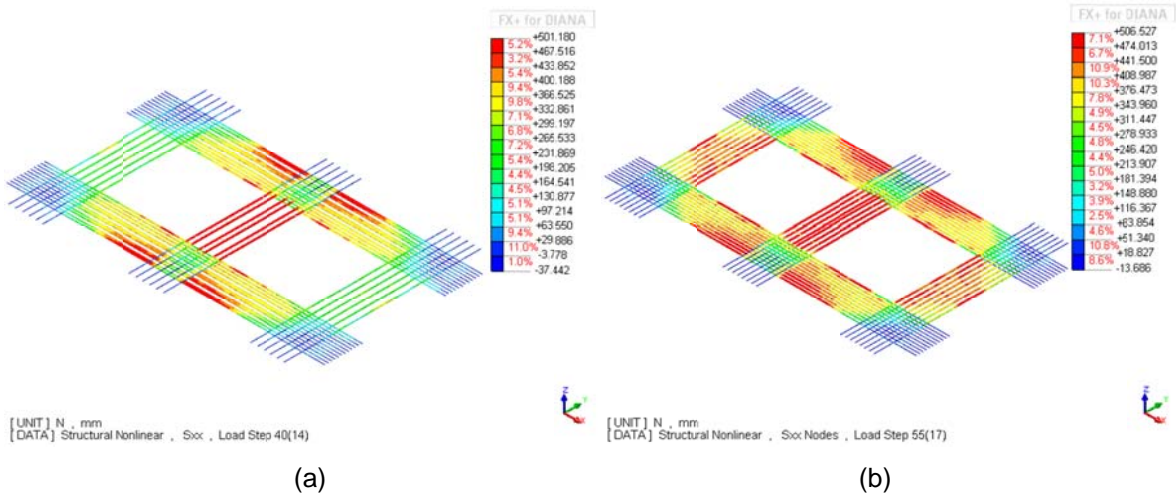


Figura 5.33 - Tensão nas barras das armaduras principais com carregamento próximo à ruína, nos blocos: (a) B6p71x71h145fc30k600; (b) B6p200x25h145fc30k600.

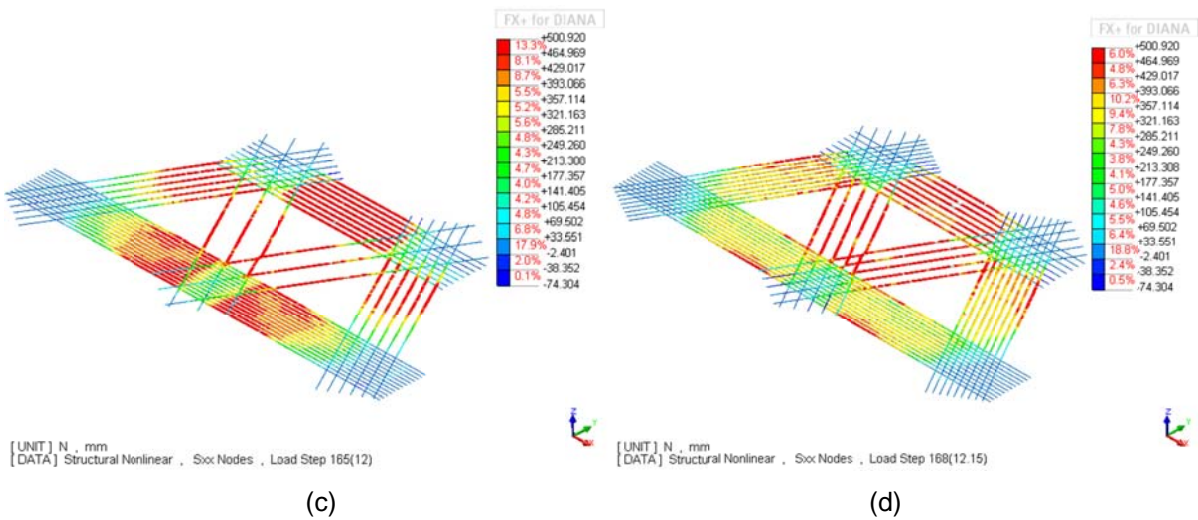


Figura 5.34 -Tensão nas barras das armaduras principais com carregamento próximo à ruína, nos blocos: (a) B5p64,5x64,5h138fc30k600; (b) B5p181x23h138fc30k600

5.6.4 Influência na configuração do fluxo de tensões

A partir dos diagramas de superfícies de mesma tensão mostrados nas Figuras 5.35 a 5.40 verifica-se que, para todas as situações, o fluxo de tensões se adaptou ao formato da seção do pilar.

A trajetória de tensões de compressão acompanhou o alongamento do pilar, possibilitando a formação de bielas mais inclinadas em relação à horizontal, se iniciando próximo às extremidades do pilar. Com o pilar quadrado as bielas ficaram menos inclinadas.

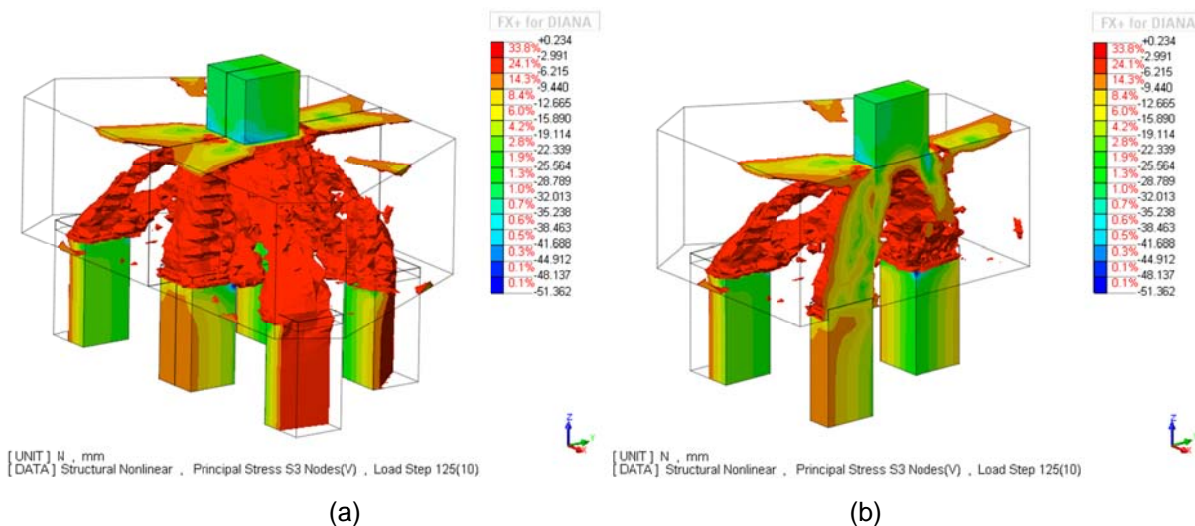


Figura 5.35 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 10 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p64,5x64,5h138fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

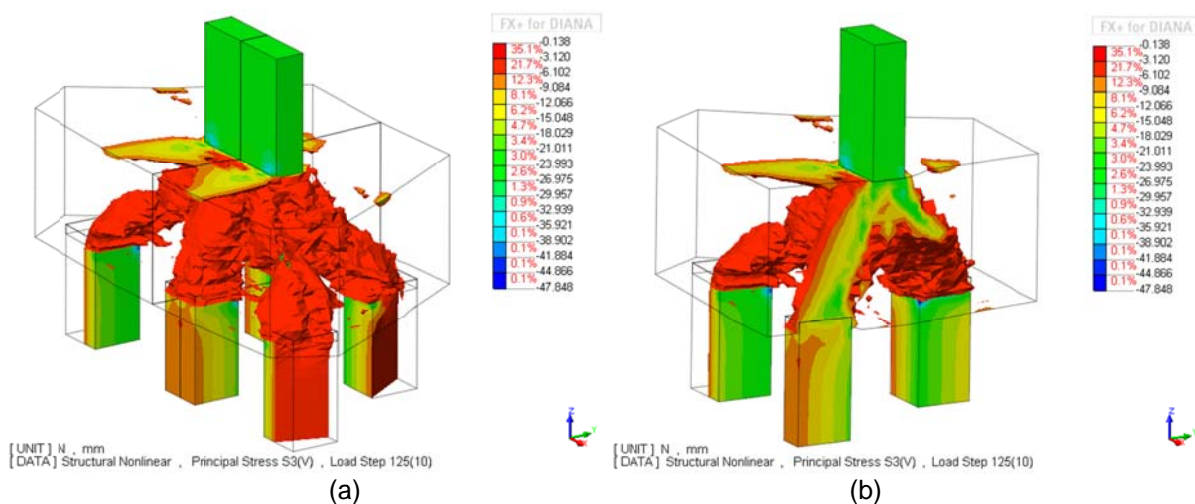


Figura 5.36 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 10 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p130x32h138fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

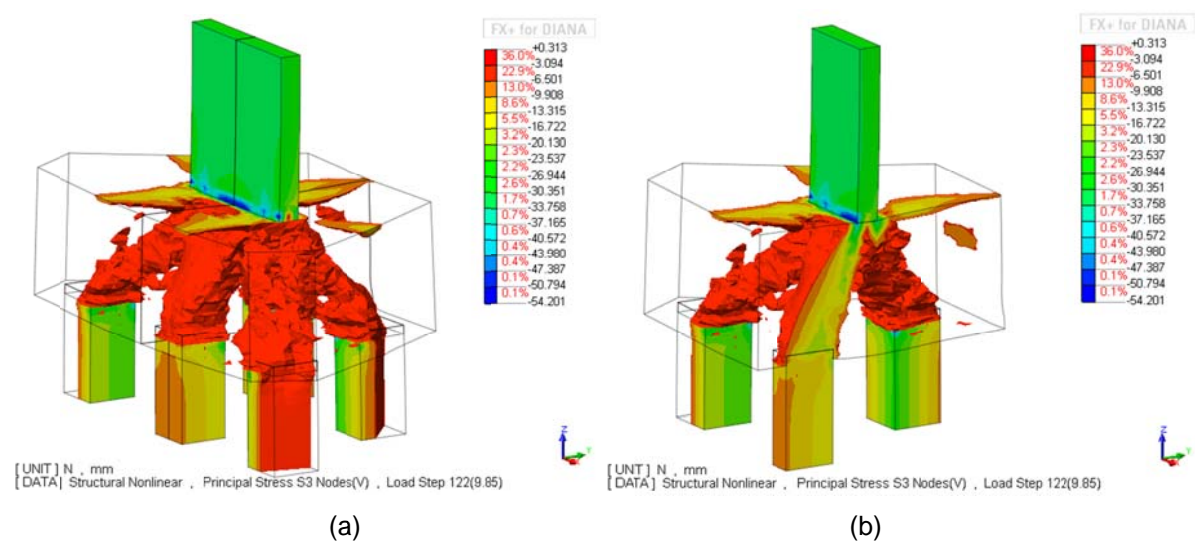


Figura 5.37 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 9,85 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p181x23h138fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

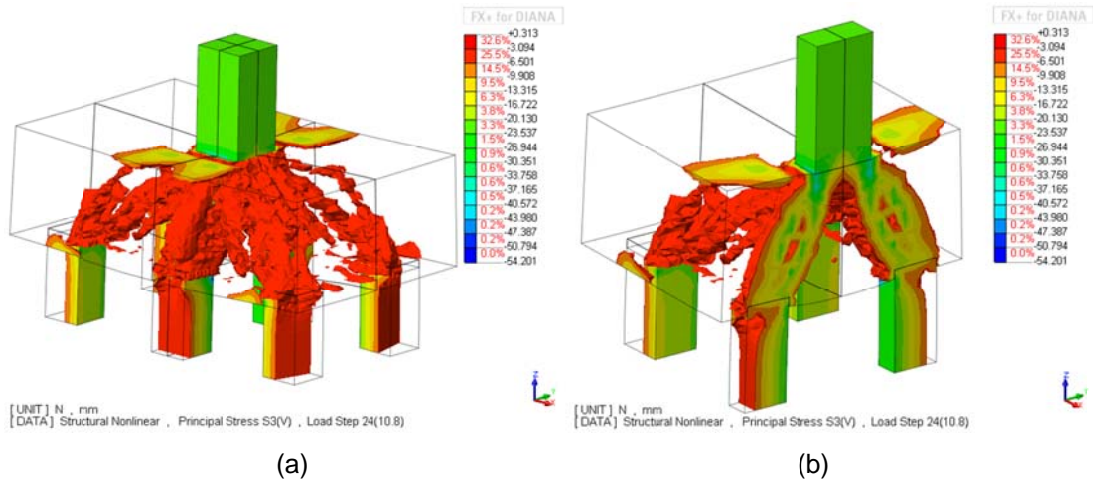


Figura 5.38 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 10,8 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p71x71h145fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

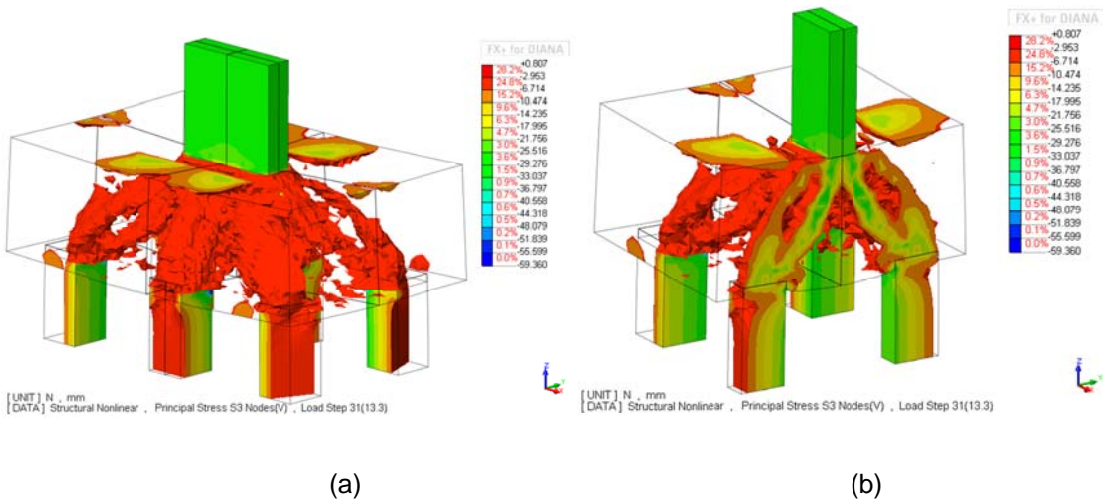


Figura 5.39 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 13,3 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p143x35h145fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

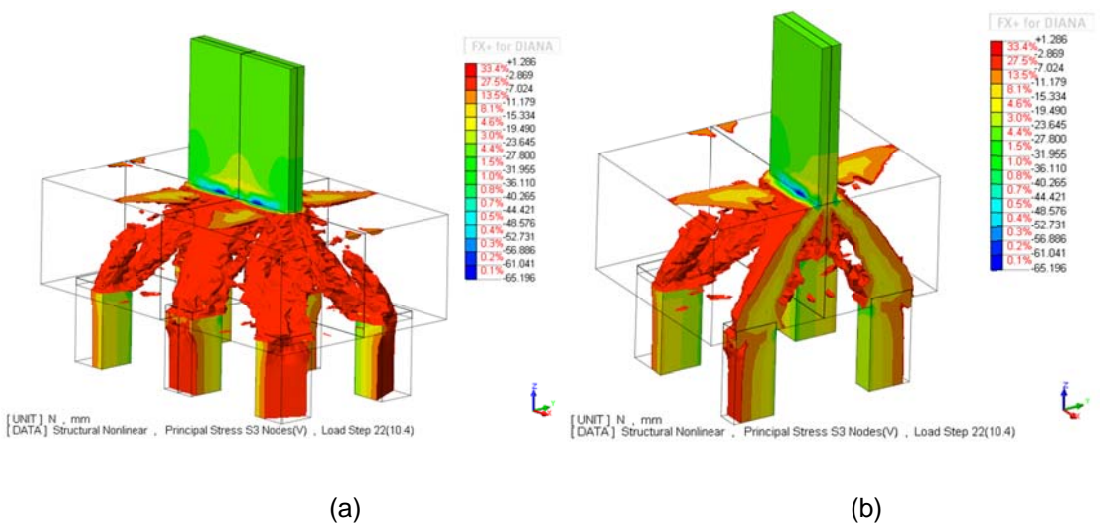


Figura 5.40 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 10,4 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p200x25h145fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

Além disso, ao comparar os diagramas das Figuras 5.35b a 5.40b é possível perceber uma redução da concentração das tensões de compressão referente às estacas mais próximas e uma redistribuição dessas tensões para as outras estacas mais afastadas, por causa do alongamento do pilar.

5.7 Influência da altura do bloco

Neste item é analisada a influência que a altura tem no comportamento estrutural dos blocos sobre cinco e seis estacas. Foram analisadas três alturas diferentes, cujos valores foram determinados com base na inclinação das bielas, como apresentado e justificado no capítulo anterior.

5.7.1 Influência na distribuição das reações entre as estacas

A partir da análise dos gráficos mostrados nas Figuras 5.41 e 5.18b, observa-se que a mudança na altura influenciou de maneira significativa a distribuição das reações entre as estacas, nos blocos sobre seis estacas. Percebe-se que essa diferença não foi observada apenas do ponto de vista dos valores, mas também em termos do comportamento dos blocos, com o aumento do carregamento aplicado. Para o bloco com altura de 108 *cm*, a diferença entre as reações das estacas foi aumentando de maneira significativa, até ser considerada a ruína do bloco, com a estaca mais próxima chegando a absorver 27 % da força atuante no bloco, enquanto a estaca mais afastada foi solicitada em apenas 11,5 % dessa força (Figura 5.41a). Já no bloco com 145 *cm* de altura, essa relação foi menor, chegando à proporção de 21 % e 14,5 %, respectivamente (Figura 5.18b). Além disso, essa relação se desenvolveu de maneira mais estável com o aumento do carregamento. No bloco com altura de 236 *cm*, as reações das estacas foram praticamente iguais, demonstrando a elevada rigidez do bloco, até que fosse atingida a ruína (Figura 5.41b).

Assim como nos blocos sobre seis estacas, o comportamento observado nos blocos sobre cinco estacas foi semelhante. A partir dos gráficos mostrados nas Figuras 5.42 e 5.19b, verificou-se que as porcentagens das reações no bloco com altura de 103 *cm*, considerando da estaca mais próxima, depois a estaca intermediária, até a

estaca mais afastada, foram 32 %, 21 % e 13 % (Figura 5.42a), respectivamente. Além disso, nesse bloco, as reações atingiram valores muito diferentes com o aumento do carregamento. No bloco com altura de 138 cm a taxas máximas percentuais das reações foram de 29,6 %, 19,4 % e 15,8 %, respectivamente (Figura 5.19b). No bloco com altura de 225 cm as reações se mantiveram praticamente iguais até a ruína dos blocos (Figura 5.42b).

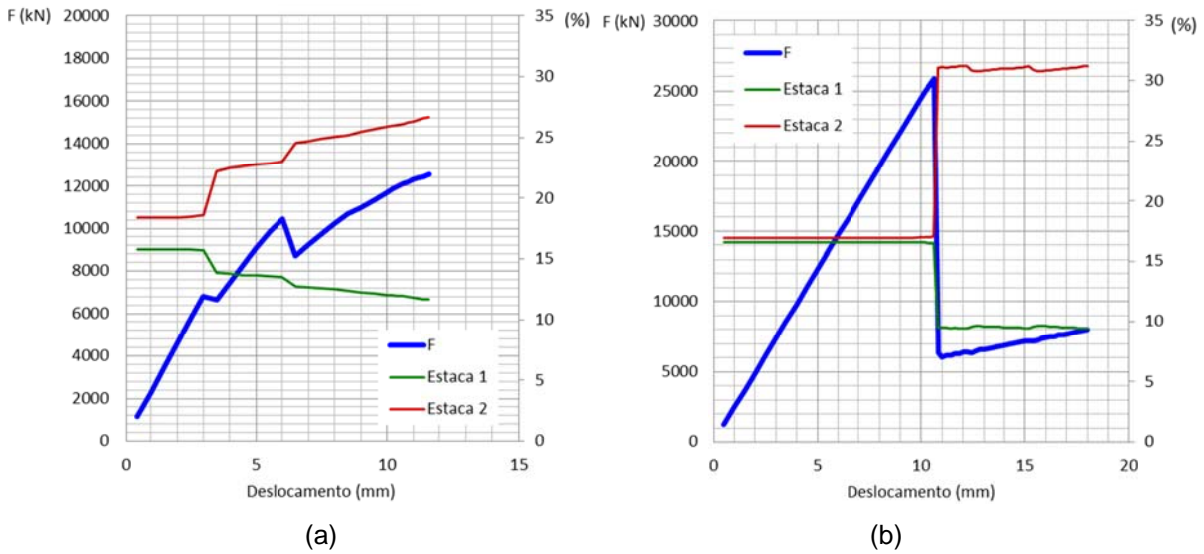


Figura 5.41 - Gráficos de força versus deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B6p143x35h108fc30k600; (b) B6p143x35h236fc30k600.

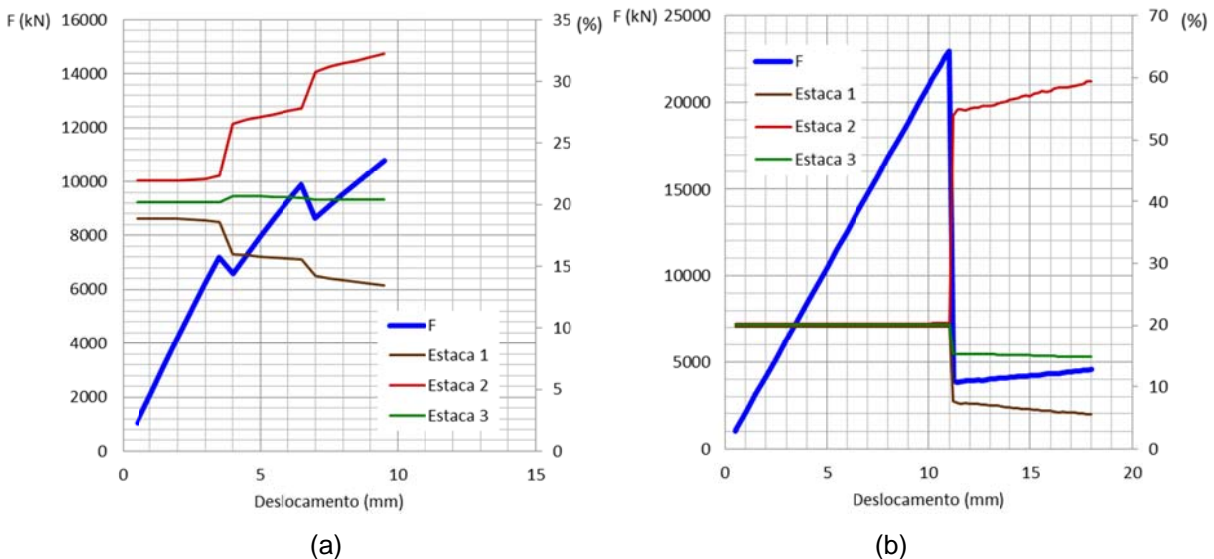


Figura 5.42 - Gráficos de força versus deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B5p130x32h103fc30k600; (b) B5p130x32h225fc30k600.

Nos blocos de menor altura as estacas mais próximas do pilar absorveram grande parte da força atuante nos blocos, enquanto as estacas mais afastadas foram,

proporcionalmente, pouco solicitadas. Isso demonstra a importância das recomendações de altura mínima para os blocos, indicadas pelas referências, para que este seja considerado rígido.

A distribuição das reações entre as estacas dependem de outros fatores, como por exemplo, a deformabilidade do solo, porém, da maneira como foi apresentada, foi possível avaliar esse aspecto, isoladamente. Se para a análise da influência da altura dos blocos fosse adotado um coeficiente de mola com valor menor, no apoio das estacas, obviamente seriam obtidos valores de reações mais uniformes, até nas situações mais críticas, que seriam os blocos com menores alturas. Mesmo assim, entende-se que a relação entre o aumento da rigidez com o aumento da altura do bloco, como foi observada, seria mantida.

5.7.2 Influência na resistência dos blocos

Nos gráficos mostrados nas Figura 5.43, as colunas em azul representam a força resistente dos blocos, indicada pelo eixo das ordenadas à esquerda. Já o eixo das ordenadas à direita representa a porcentagem de variação da altura e da resistência, em relação ao bloco base, ou seja, em relação ao bloco de altura intermediária.

A partir da análise dos gráficos, percebe-se que a variação da resistência foi proporcional à mudança da altura, obedecendo às proporções de variação parecidas. A proximidade entre as linhas de porcentagem de variação da altura e porcentagem de variação da resistência indica essa proporcionalidade. Para estabelecer uma relação segura, o ideal seria analisar uma série de blocos com diferentes valores de altura. Mesmo assim, com poucos blocos é possível notar uma tendência da relação entre altura e força resistente.

A consideração de valores extremos para a altura dos blocos não alterou somente a força resistente dos blocos, como também alterou o modo de ruína dos mesmos. Nos blocos com as menores alturas, detectou-se a ruína considerando que foi atingido alongamento máximo permitido para as barras dos tirantes entre as estacas mais próximas do pilar. Já nos blocos com as maiores alturas, a ruína foi detectada por ruptura brusca do concreto, sem que fossem desenvolvidas tensões consideráveis nas armaduras. Já para os blocos com alturas intermediárias, a ruína

dos blocos foi detectada a partir da ruptura do concreto, porém as armaduras já estavam solicitadas por tensões consideráveis, sendo que algumas delas já haviam atingido a resistência de escoamento. Isso mostra que a consideração de blocos com grandes ou pequenas alturas pode acarretar um comportamento estrutural indesejável, como será discutido no item seguinte.

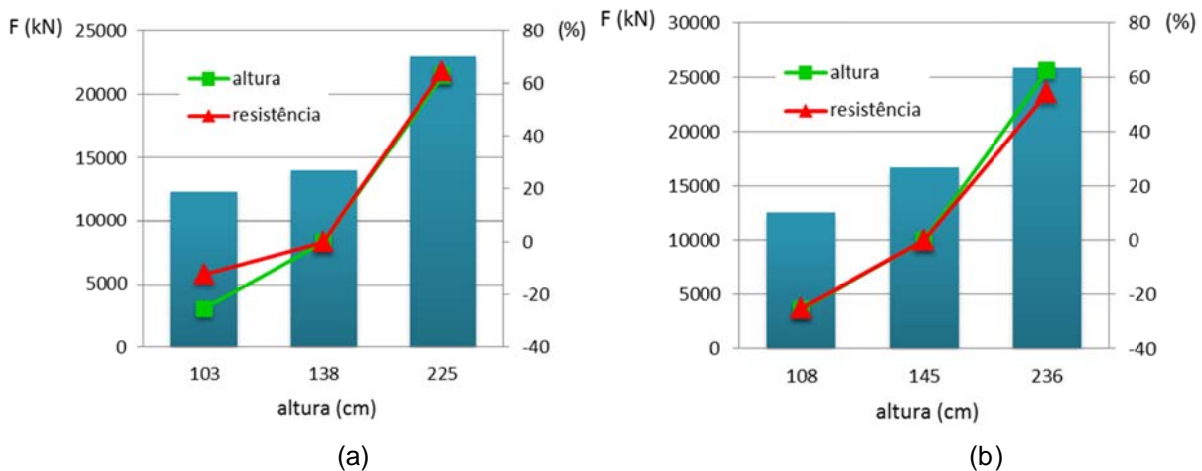


Figura 5.43 - Gráficos da relação entre a resistência dos blocos em função da altura do bloco, junto com os gráficos de variação percentual da resistência e da altura em relação ao bloco base: (a) blocos sobre cinco estacas; (b) blocos sobre seis estacas

5.7.3 Influência na distribuição das tensões nas armaduras

A partir dos gráficos mostrados nas Figuras 5.44a e 5.45a, observou-se que nos blocos de menor altura, as tensões nas barras dos tirantes entre as estacas mais próximas do pilar, atingiram o escoamento enquanto as tensões nas barras dos outros tirantes se encontravam em valores bem menores (ver Figuras 5.46a e 5.47a). Como não houve boa distribuição das tensões nas armaduras entre os tirantes, foi considerada a ruína por alongamento máximo permitido para as barras nesses tirantes.

Nos blocos com alturas intermediárias, como mostrado nas Figuras 5.22b e 5.24b, houve melhor distribuição das tensões de tração nas barras entre os tirantes. Mesmo ocorrendo o escoamento das barras nos tirantes centrais, isso ocorreu em um estágio em que as barras dos outros tirantes já estavam solicitadas por tensões de valores consideráveis (Figuras 5.23b e 5.25b). Além disso, observou-se um

comportamento mais equilibrado na ruína, com o escoamento das barras seguido pela ruptura do concreto nas bielas.

Já para os blocos com as maiores alturas, a ruína dos blocos foi detectada pela ruptura brusca do concreto, sem valores de tensões consideráveis nas barras dos tirantes, como mostrado nas Figuras 5.44b e 5.45b. Isso indica que o concreto na região inferior do bloco ainda estava resistindo às tensões de tração solicitantes na situação de ruína.

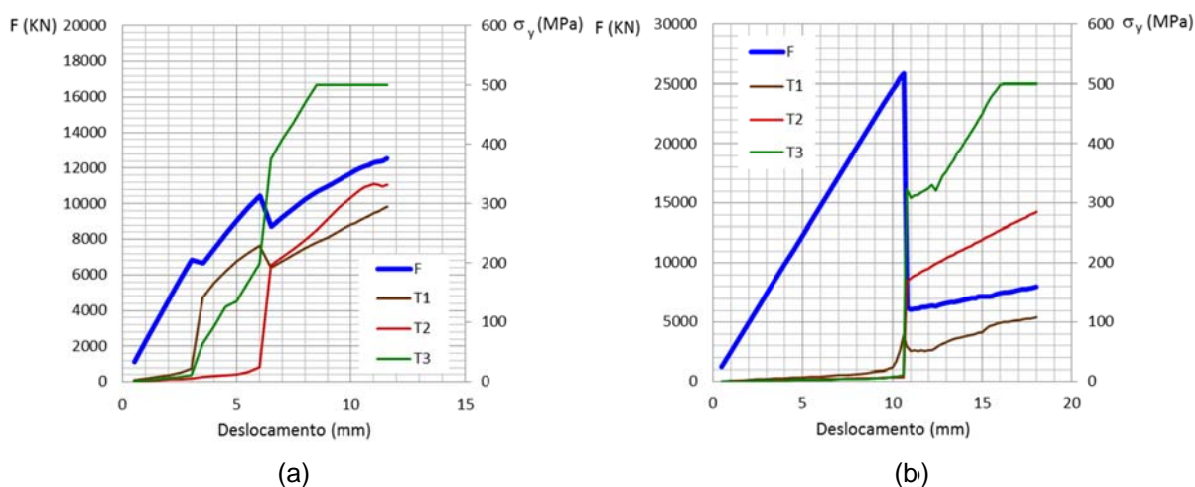


Figura 5.44 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas barras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B6p143x35h108fc30k600; (b) B6p143x35h236fc30k600.

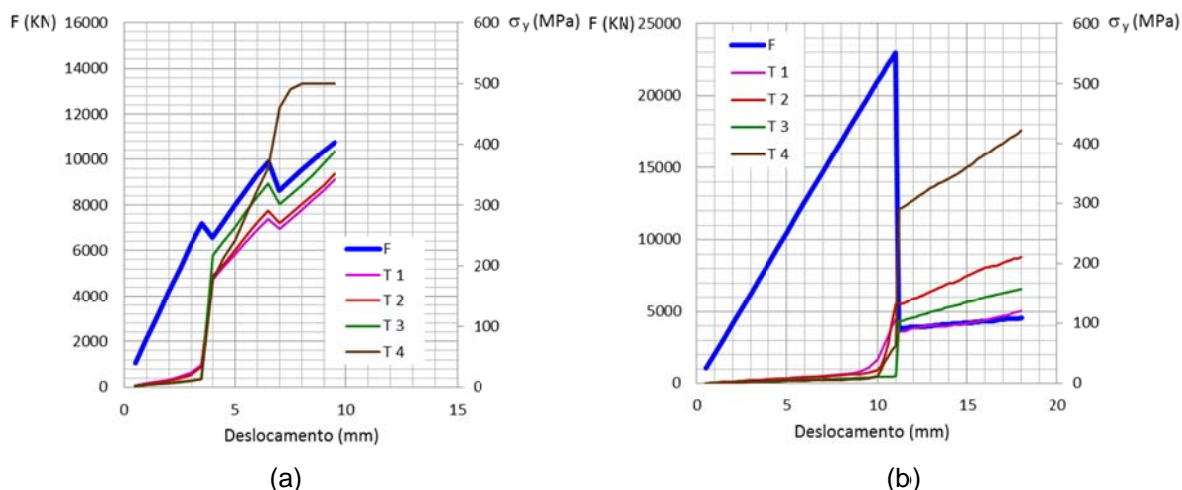


Figura 5.45 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas barras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B5p130x32h103fc30k600; (b) B5p130x32h225fc30k600.

Sendo assim, os blocos mais altos apresentaram uma ruína brusca, além disso, não tiveram um bom aproveitamento das armaduras, como pode ser visto nas Figuras 5.46b e 5.47b.

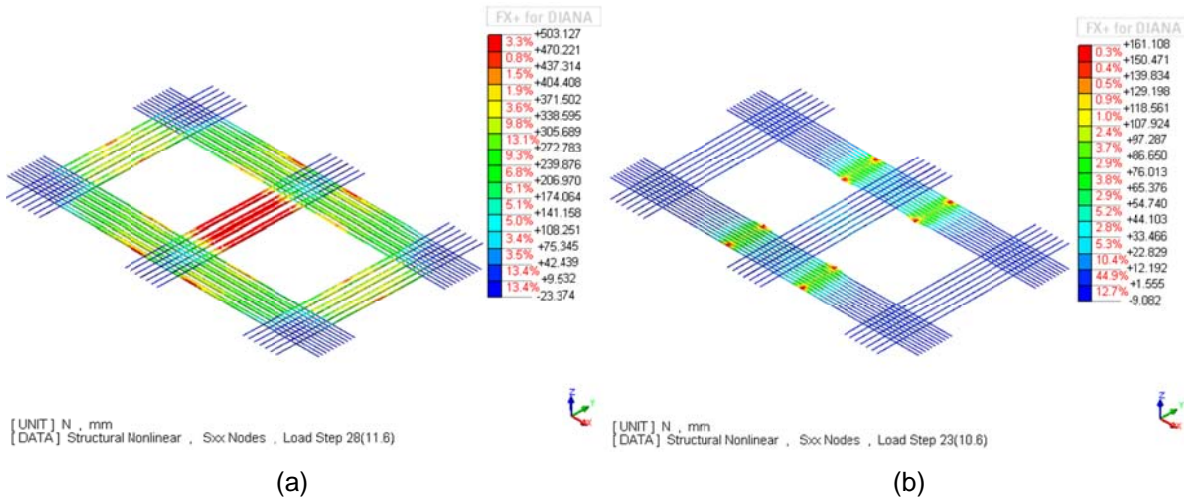


Figura 5.46 - Tensão nas barras das armaduras principais com carregamento próximo à ruína, nos blocos: (a) B6p143x35h108fc30k600; (b) B6p143x35h236fc30k600.

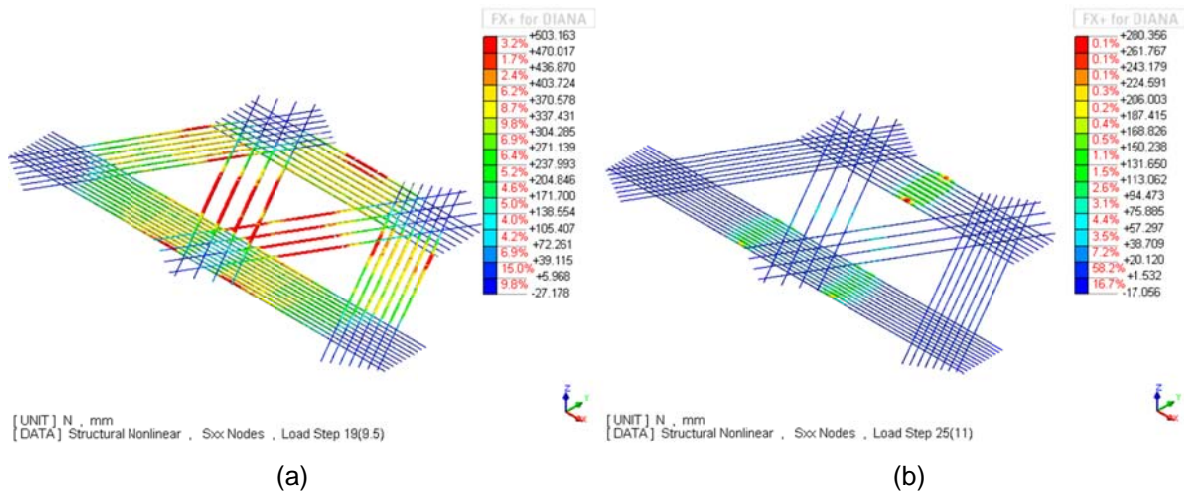


Figura 5.47 - Tensão nas barras das armaduras principais com carregamento próximo à ruína, nos blocos: (a) B5p130x32h103fc30k600; (b) B5p130x32h225fc30k600.

5.7.4 Influência na configuração do fluxo de tensões

Analisando as Figuras 5.48 e 5.50, observa-se que mesmo os blocos sendo de altura menor, houve a formação de bielas na direção de todas as estacas. No bloco sobre seis estacas fica evidente a maior concentração de tensões de compressão referente às estacas mais próximas (Figura 5.48). No bloco sobre cinco estacas tem-se a impressão de que houve uma boa distribuição das tensões de compressão nas bielas de todas as estacas (Figura 5.50), mesmo considerando que não houve boa distribuição das reações entre as estacas, como foi apresentado no gráfico da Figura 5.42a.

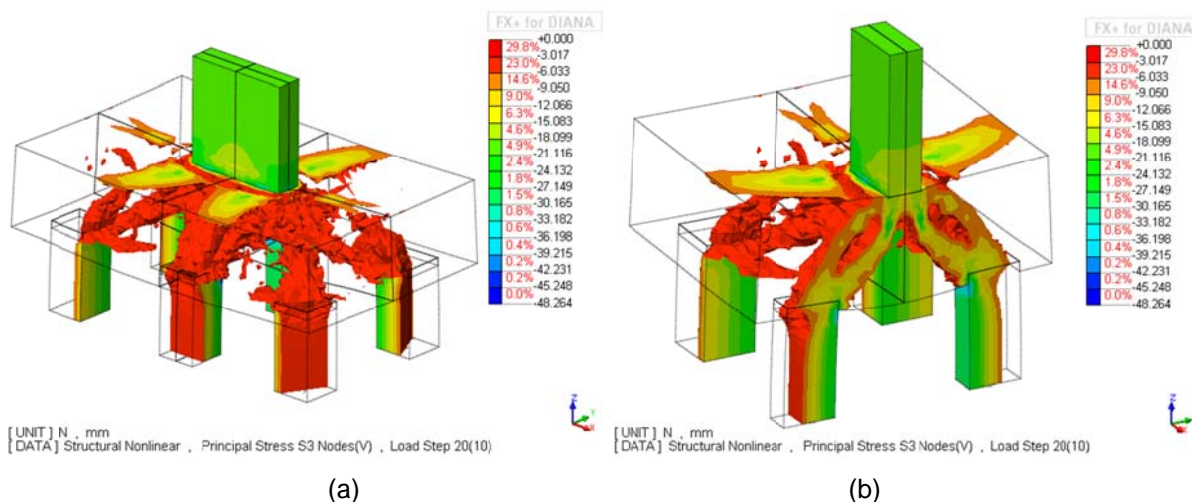


Figura 5.48 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 10 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p143x35h108fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

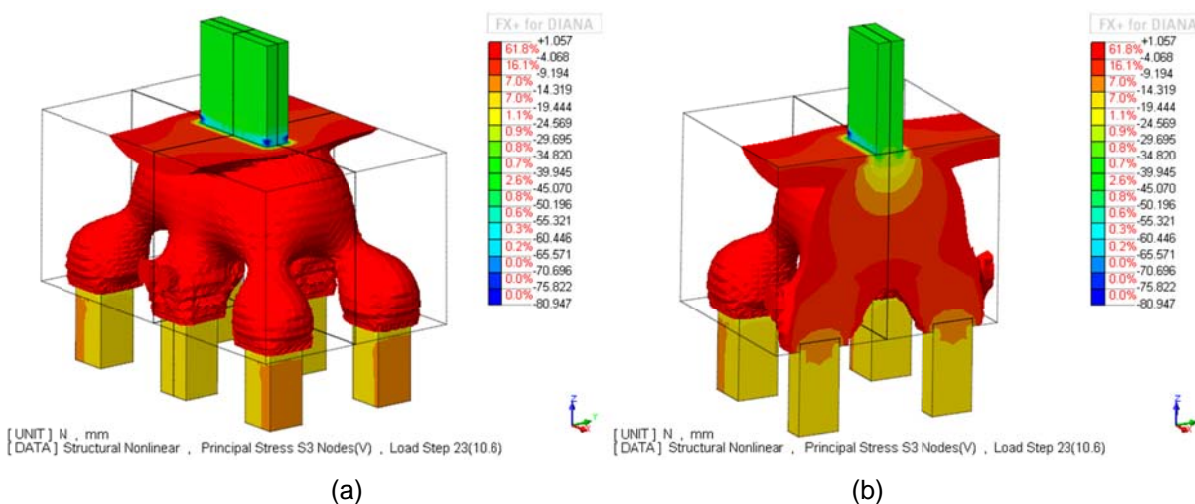


Figura 5.49 - Superfície com tensão de 2 MPa de compressão com 10,6 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p143x35h236fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

Nos blocos de maiores alturas não foi observada a formação das bielas de maneira clara. Nos fluxos de tensões mostrados nas Figuras 5.49 e 5.51, observa-se que as tensões desenvolvidas nas bielas se mantiveram em valores pequenos quando comparados com as tensões atuantes na região de contato entre o pilar e o bloco.

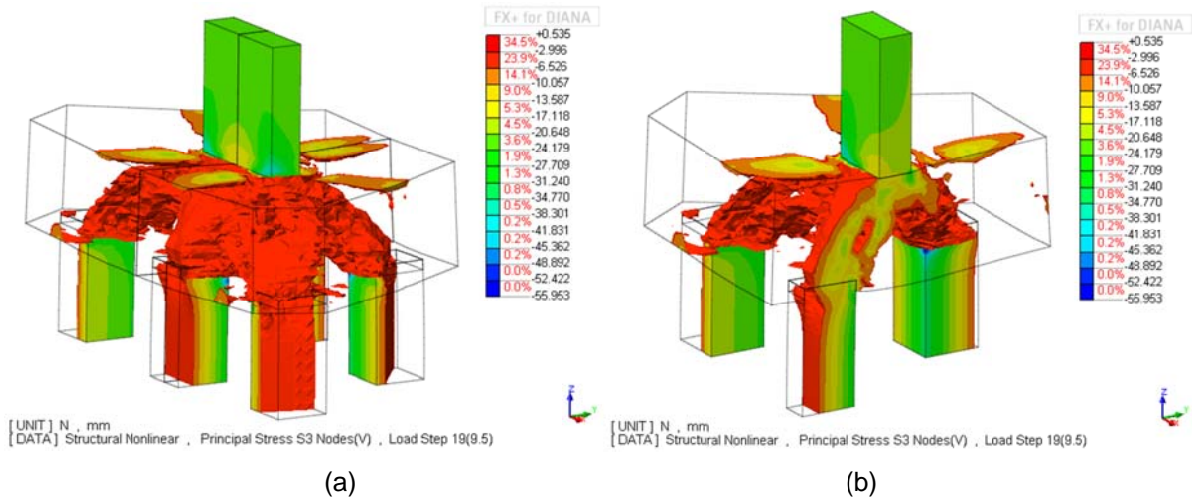


Figura 5.50 - Superfície com tensão de 6 MPa de compressão com 9,6 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p130x32h103fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

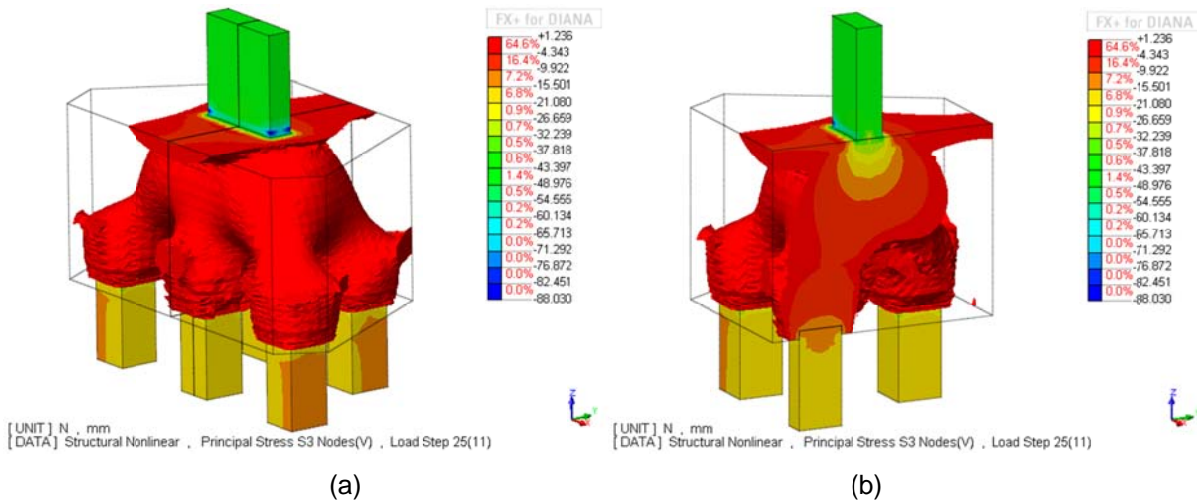


Figura 5.51 - Superfície com tensão de 2 MPa de compressão com 11 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p130x32h225fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

5.8 Influência da resistência do concreto

Neste item é analisada a influência que a resistência à compressão do concreto tem no comportamento estrutural dos blocos sobre cinco e seis estacas. Foram analisados três valores diferentes de resistência: 25 MPa, 30 MPa e 35 MPa.

5.8.1 Influência na distribuição das reações entre as estacas

A partir dos gráficos apresentados nas Figuras 5.52 e 5.18b, observa-se que a mudança da resistência à compressão do concreto não alterou de maneira

significativa a distribuição das reações entre as estacas. Nos blocos sobre seis estacas e $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, as parcelas da força atuante no bloco, absorvidas pela estaca mais próxima do pilar e pela estaca mais afastada foram de 24,5% e 12,7%, respectivamente (Figura 5.52a); no bloco com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ essa relação foi de 23 % e 13,5 %, respectivamente (Figura 5.18b); e no bloco com $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ proporção foi de 24% e 13%, respectivamente (Figura 5.52b). Esses valores permitiram concluir que a distribuição foi praticamente a mesma.

Nos blocos sobre cinco estacas também foi observado o mesmo comportamento. As parcelas da força atuante nos blocos, absorvidas pelas estacas, considerando da estaca mais próxima até a estaca mais afastada do pilar, foram de 28%, 21% e 15%, respectivamente, para o bloco com $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Figura 5.53a); no bloco com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ essa relação máxima foi de cerca de 29,6 %, 19,4 % e 15,8 %, respectivamente (Figura 5.19b); e no bloco com $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ a proporção foi de 28%, 21%, 15%, respectivamente (Figura 5.53b).

Inicialmente pensava-se que o concreto de maior resistência, por possuir um módulo de elasticidade maior, iria acarretar em um bloco mais rígido. Porém, não foi esse o resultado. A distribuição se manteve em proporções muito semelhantes.

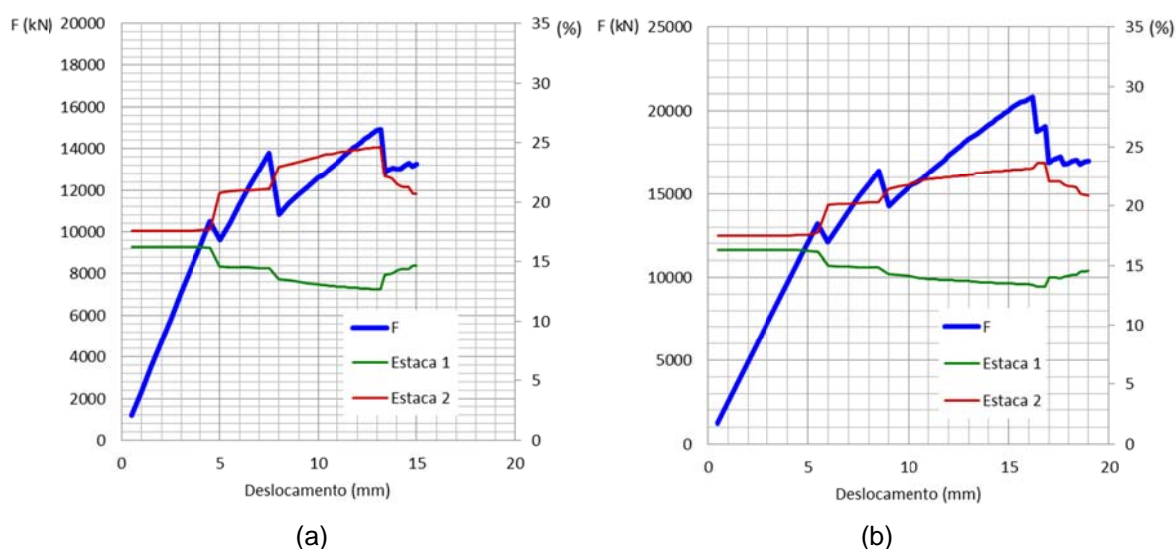


Figura 5.52 - Gráficos de força *versus* deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B6p143x35h145fc25k600; (b) B6p143x35h145fc35k600.

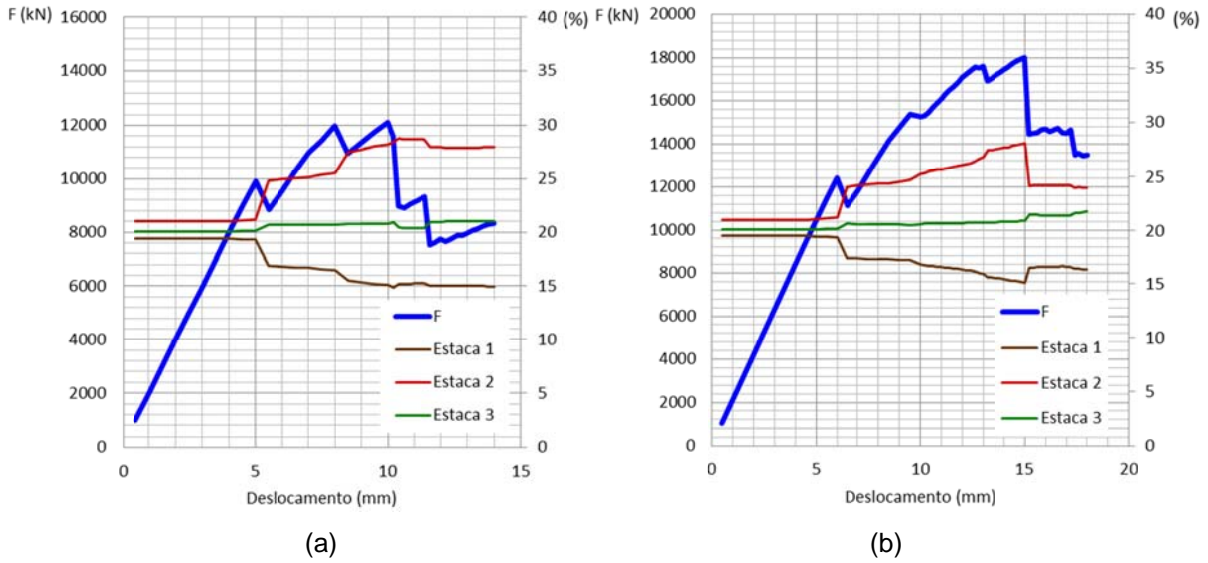


Figura 5.53 - Gráficos de força versus deslocamento e da porcentagem de reação das estacas em relação à força nos blocos: (a) B5p130x32h138fc25k600; (b) B5p130x32h138fc35k600.

5.8.2 Influência na resistência dos blocos

Nos gráficos mostrados na Figura 5.54, as colunas em azul representam a força resistente dos blocos, indicada pelo eixo das ordenadas à esquerda. Já o eixo das ordenadas à direita representa a porcentagem de variação da resistência do concreto e da força resistente do bloco, em relação ao bloco base, ou seja, em relação aos blocos com resistência de $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$.

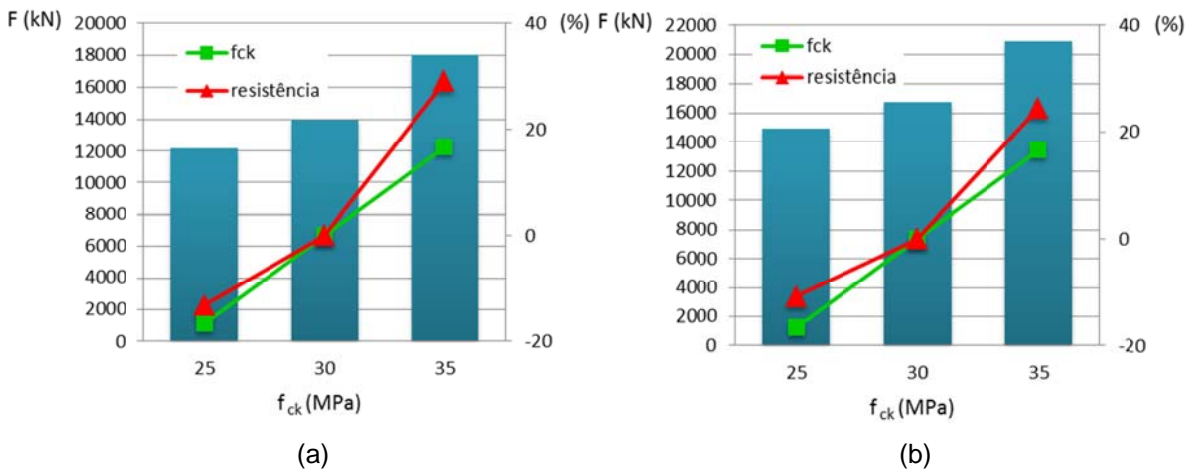


Figura 5.54 - Gráficos da relação entre a resistência dos blocos em função da resistência do concreto, junto com os gráficos de variação percentual da resistência do bloco e da resistência do concreto em relação ao bloco base: (a) blocos sobre cinco estacas; (b) blocos sobre seis estacas

Os gráficos indicam que a variação da resistência do concreto teve relação direta com a variação da resistência do bloco, como pode ser observado pelas colunas azuis. Porém essa relação não seguiu as mesmas proporções. O aumento da resistência do concreto significou um acréscimo de resistência em proporções maiores, e o contrário ocorreu quando foi reduzida a resistência do concreto, gerando uma redução em proporções menores.

Como foram poucos os blocos processados, fica difícil indicar qual a relação exata entre o aumento da resistência do bloco com o aumento da resistência do concreto. De qualquer maneira foi possível observar que essas variações podem não seguir exatamente as mesmas proporções. Mesmo assim, no dimensionamento analítico de blocos é comum considerar que para alterar a resistência do bloco, basta alterar a resistência do concreto na mesma proporção.

5.8.3 Influência na distribuição das tensões nas armaduras

A partir dos gráficos mostrados nas Figuras 5.55, 5.56, 5.22b e 5.24b, observa-se que a variação da resistência do concreto não influenciou de modo expressivo na distribuição das tensões nas barras dos tirantes. Em todos os casos, as barras dos tirantes centrais atingiram a resistência de escoamento antes das barras dos outros tirantes, porém esses também apresentaram um aumento considerável nas tensões de tração antes da ruína dos blocos.

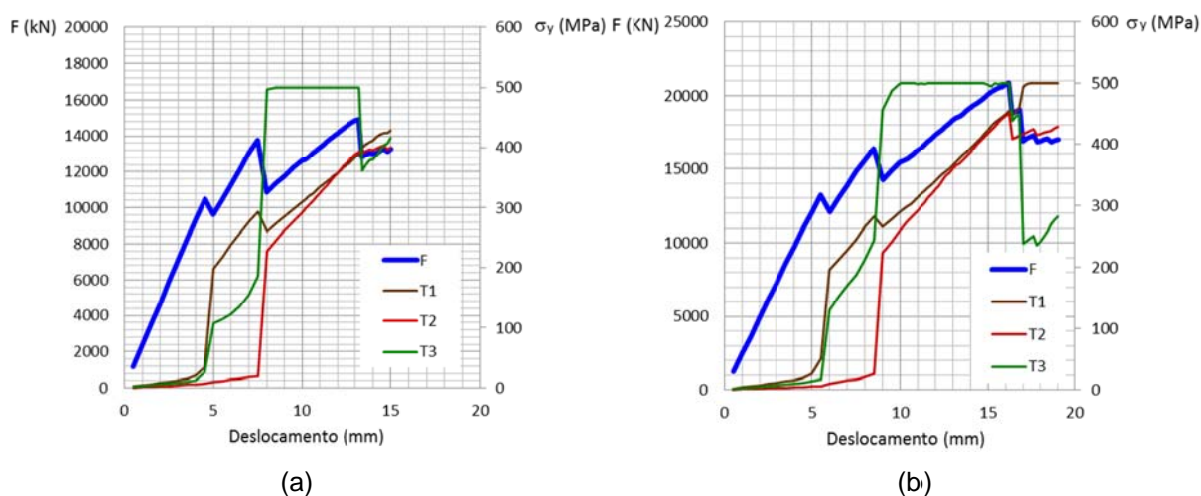


Figura 5.55 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas barras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B6p143x35h145fc25k600; (b) B6p143x35h145fc35k600.

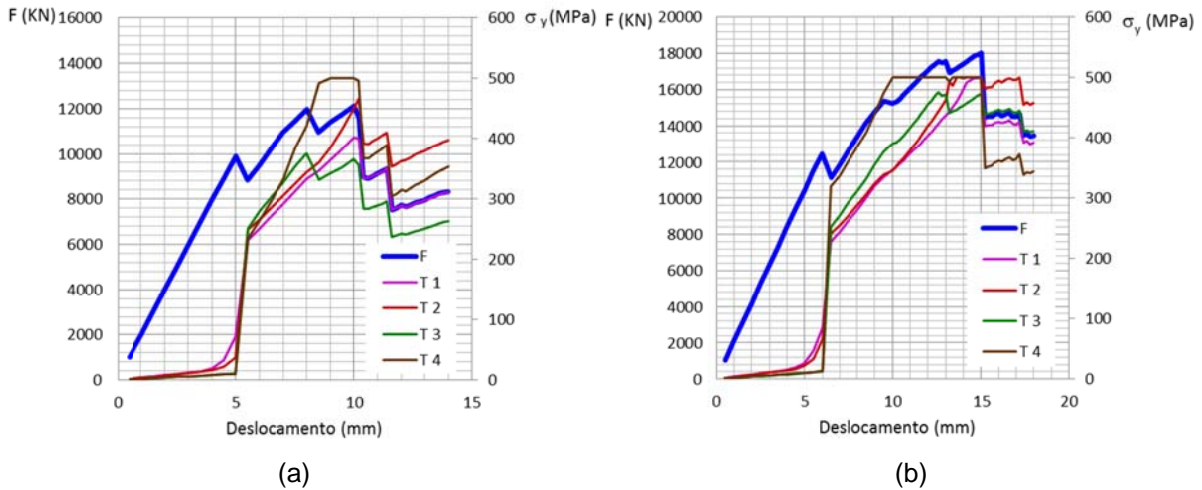


Figura 5.56 - Gráficos de força *versus* deslocamento e tensão nas barras dos tirantes *versus* deslocamento, nos blocos: (a) B5p130x32h138fc25k600; (b) B5p130x32h138fc35k600.

A particularidade observada foi que, com o aumento da resistência do concreto, as amaduras dos outros tirantes atingiram tensões de tração com valores maiores, próximo à situação de ruína, como pode ser observado nas Figuras 5.57 e 5.23b, nos blocos sobre seis estacas, e nas Figuras 5.58 e 5.25b, nos blocos sobre cinco estacas.

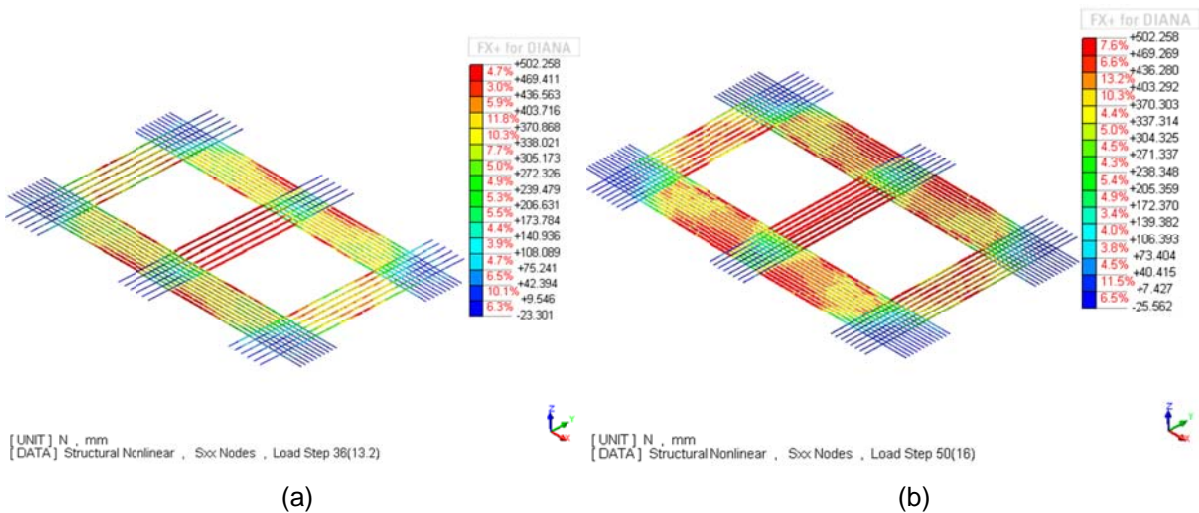


Figura 5.57 - Tensão nas barras das armaduras principais com carregamento próximo à ruína, nos blocos: (a) B6p143x35h145fc25k600; (b) B6p143x35h145fc35k600.

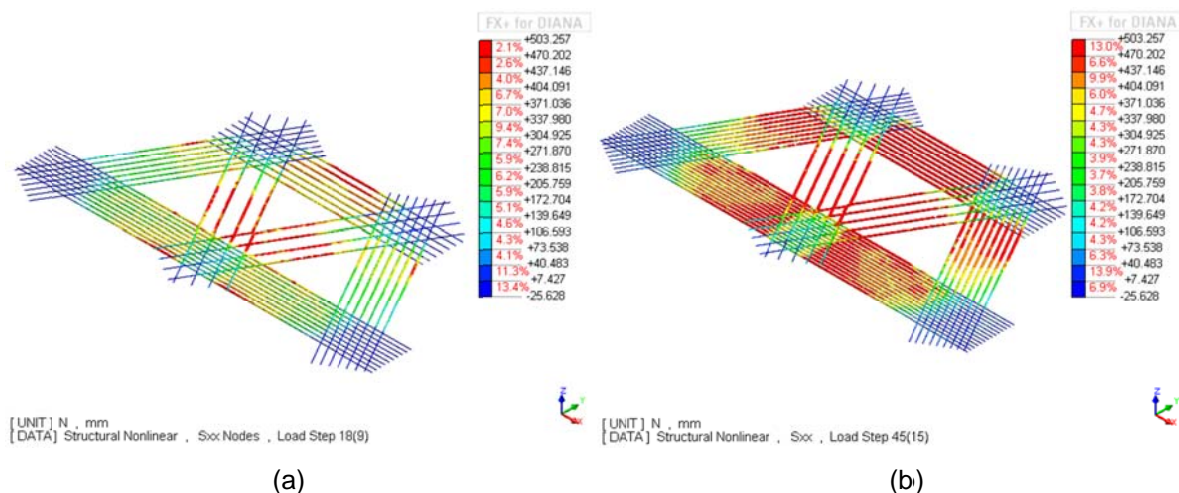


Figura 5.58 - Tensão nas barras das armaduras principais com carregamento próximo à ruína, nos blocos: (a) B5p130x32h138fc25k600; (b) B5p130x32h138fc35k600.

5.8.4 Influência na configuração do fluxo de tensões

Nas Figuras 5.59, 5.60 e 5.36 estão mostrados os diagramas de mesma tensão para os blocos sobre cinco estacas e Figuras 5.61, 5.62 e 5.39 para os blocos sobre seis estacas. Optou-se por definir o valor da tensão de compressão, na superfície de mesma tensão, nas proporções de variação da resistência do concreto, ou seja, para os blocos com $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ foi desenhado o diagrama com a superfície a 5 MPa de compressão; nos blocos com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ a superfície mostrada foi a de 6 MPa de compressão; e nos blocos com $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, foi a 7 MPa . Entende-se que assim seriam obtidas superfícies proporcionalmente mais adequadas às tensões atuantes nos blocos, e foi o que ocorreu.

Ao comparar as figuras, é possível observar que, independente da resistência do concreto, tanto nos blocos sobre cinco, quanto nos bloco sobre seis estacas, a configuração do fluxo de tensões de compressão foi bastante parecida.

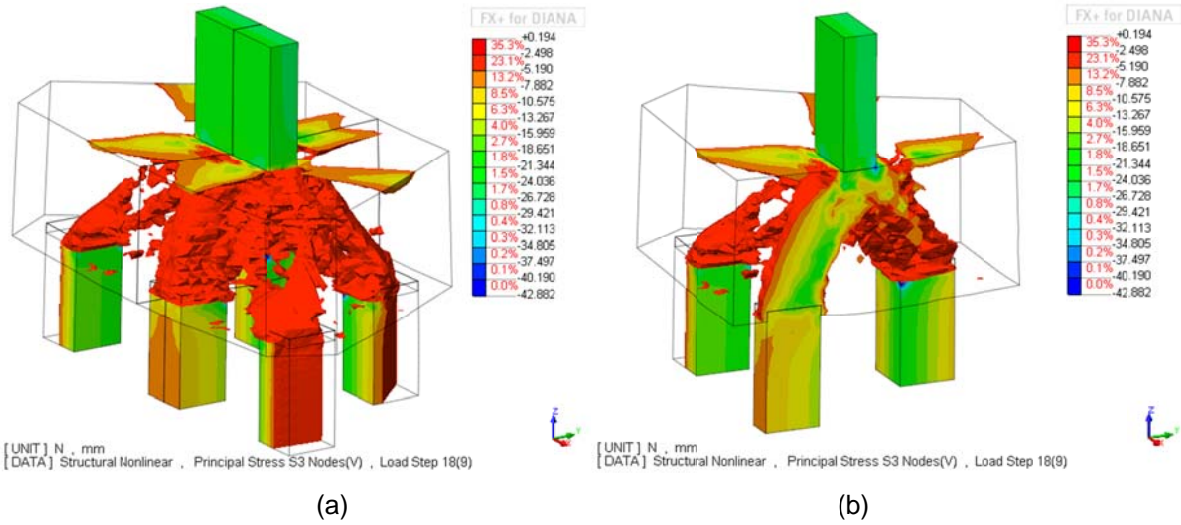


Figura 5.59 - Superfície com tensão de 5 MPa de compressão com 9 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p130x32h138fc25k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

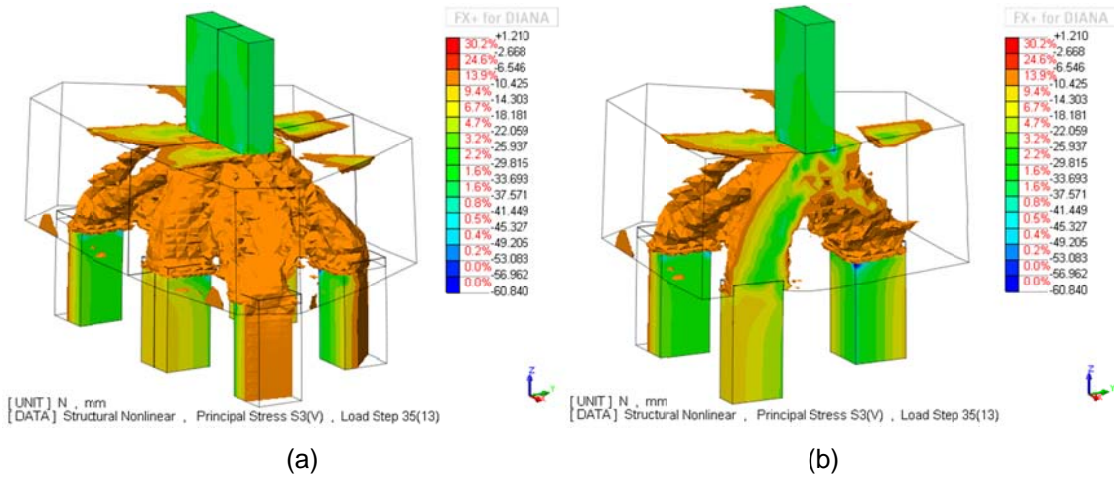


Figura 5.60 - Superfície com tensão de 7 MPa de compressão com 13 mm de deslocamento aplicado no bloco B5p130x32h138fc35k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

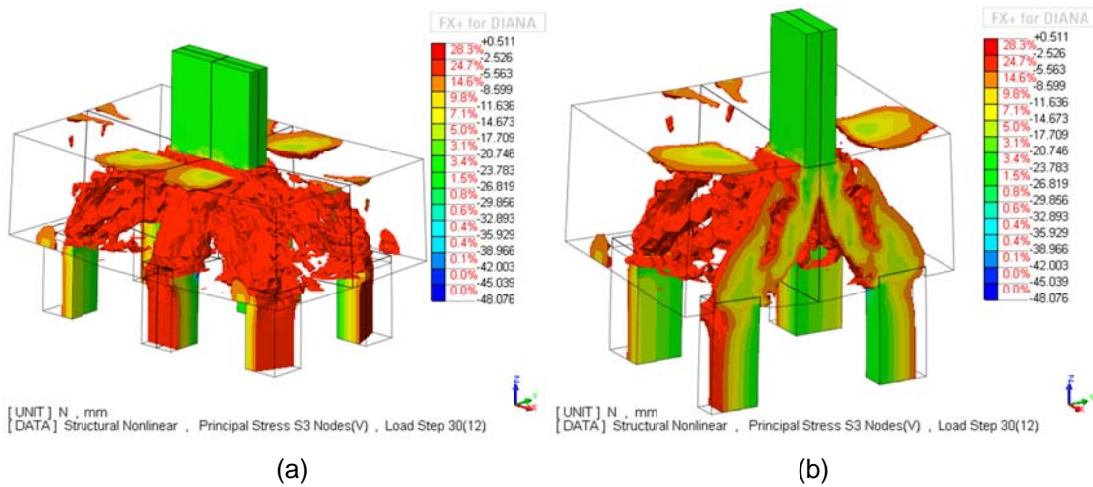


Figura 5.61 - Superfície com tensão de 5 MPa de compressão com 12 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p143x35h108fc30k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

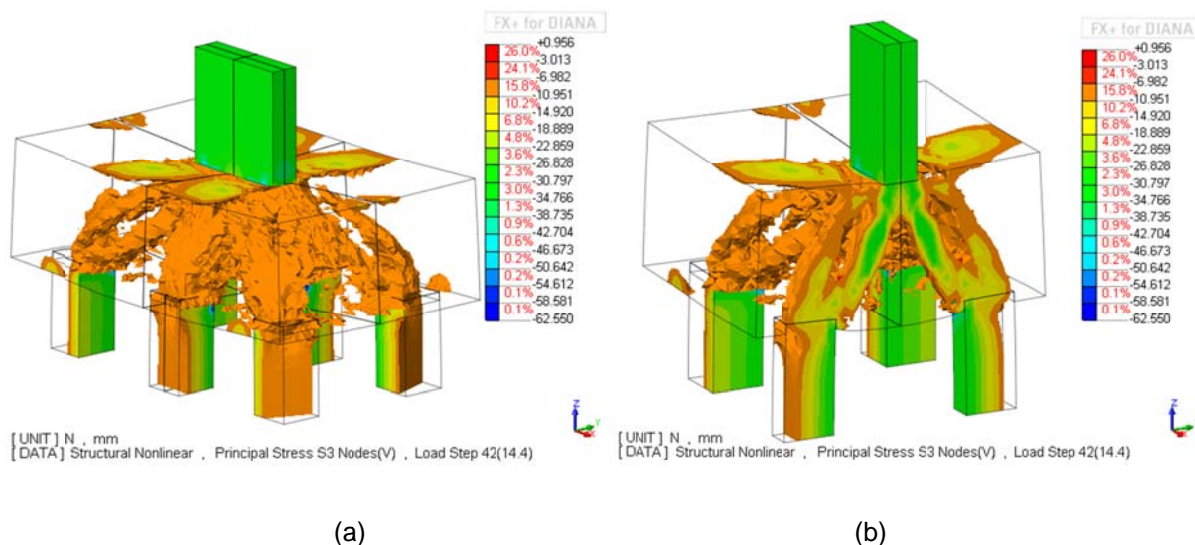


Figura 5.62 - Superfície com tensão de 7 MPa de compressão com 14,4 mm de deslocamento aplicado no bloco B6p143x35h145fc25k600: (a) bloco inteiro (b) corte transversal no meio bloco.

5.9 Análise dos resultados dos métodos analíticos

Esta parte do capítulo estuda os métodos analíticos para o dimensionamento de bloco sobre cinco ou seis estacas, apresentados no Capítulo 3. Apesar de os blocos terem sido modelados em elementos finitos a partir do dimensionamento pelo método de Andrade (1989), entende-se que, do ponto de vista da verificação das tensões no concreto, é possível fazer uma associação da força resistente obtida com o processamento dos blocos com a força resistente prevista por meio de todos os métodos analíticos estudados.

Importante lembrar que a modelagem numérica não é uma indicação exata da resistência dos blocos analisados, porém, na falta de ensaios experimentais de referência, a modelagem numérica foi tomada como base para a análise, permitindo compreender melhor o comportamento dos métodos analíticos.

Outra consideração importante a ser feita diz respeito à distribuição das reações nas estacas. Pois, a hipótese de todos os métodos é de que a distribuição das reações entre as estacas é uniforme, o que difere dos resultados observados nos blocos analisados por meio do método dos elementos finitos. Porém, apenas a força resistente foi considerada na análise, ignorando as diferenças nas distribuições das

reações nas estacas. Além disso, apenas os blocos com mola de coeficiente $k = 600 \text{ kN/mm}$ foram considerados nas análises dos métodos.

5.9.1 Considerações sobre o método indicado no Boletim número 73 do CEB-FIP (1970)

Os gráficos mostrados na Figura 5.63 representam a relação entre a força resistente dos blocos em elementos finitos e a força resistente prevista pelo método do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970).

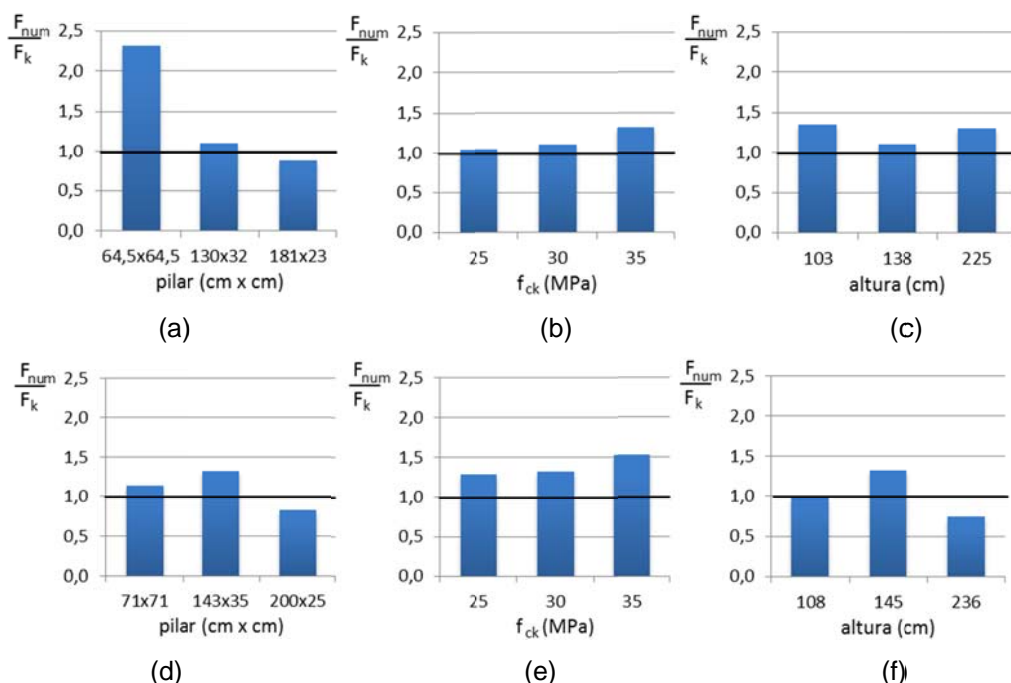


Figura 5.63 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método do CEB-FIP (1970) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e nos blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

Os gráficos indicam os resultados dos dimensionamentos dos métodos com a variação: da forma da seção do pilar, da resistência do concreto e da altura dos blocos. As situações, em que as colunas azuis apresentam valores maiores que a unidade, indicam que o método previu forças resistentes menores que as obtidas pela modelagem e, portanto, um resultado favorável.

A partir da análise dos gráficos, observa-se que, de modo geral, o Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) apresentou uma boa previsão para a força última em

comparação aos resultados das modelagens, tanto para os blocos sobre cinco, quanto para os blocos sobre seis estacas.

O resultado desfavorável indicado pelo método para o bloco sobre seis estacas com altura de 236 *cm* pode ser desconsiderado (Figura 5.63f), pois esse bloco tem grande altura, ficando fora do limite de aplicação do método que é $h \leq 2 \cdot \ell_c$. Isso indica como é importante considerar esse limite.

Os resultados também não foram satisfatórios nos blocos com pilar muito alongado, porém, ao analisar a maneira como o método determina as seções para verificar a força cortante, é possível entender a possível causa de tais resultados. A largura da seção de referência S_2 é calculada pela soma da altura útil do bloco com o lado do pilar na direção considerada. Sendo assim, ao se alongar o pilar, a largura da seção S_2 é aumentada consideravelmente, como mostrado nas Figura 5.64a. Inicialmente isso parece um comportamento lógico, porém a modelagem em elementos finitos indicou que a resistência dos blocos não foi aumentada nessa mesma proporção.

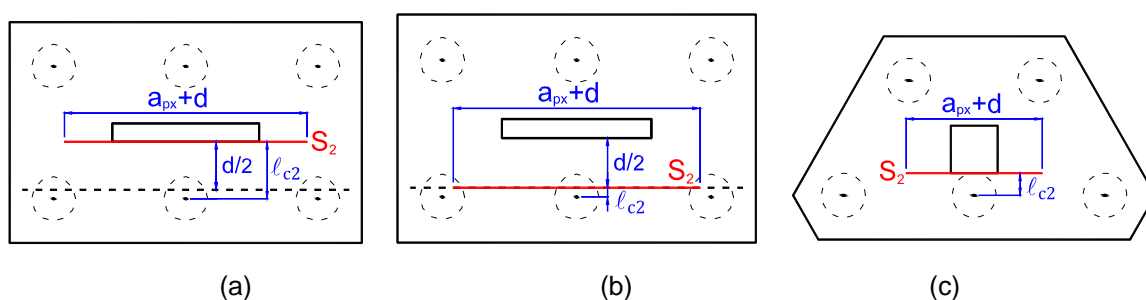


Figura 5.64 - Bloco sobre seis estacas: (a) Seção S_2 considerada na face do pilar alongado.; (b) Seção S_2 considerada a $d/2$ da face do pilar alongado. (c) Bloco sobre cinco estacas Seção S_2 considerada na face do pilar quadrado.

A altura da seção S_2 é limitada pela altura útil de bloco e por $1,5 \cdot \ell_{c2}$, e como nos blocos sobre cinco estacas, uma das linhas de estacas fica muito próxima do pilar, a aba ℓ_{c2} ficou muito pequena, gerando uma seção S_2 com pequena altura, o que penalizou a resistência do bloco, como mostrado na Figura 5.64c.

Outro aspecto importante é sobre o critério de localização da seção S_2 , que gera dúvidas quanto à sua definição. Pois, essa seção precisa ser considerada a $d/2$ da face do pilar, e caso houver alguma estaca localizada antes dessa distância, a seção S_2 é considerada na face do pilar, aumentando assim, a aba ℓ_{c2} . No entanto, existem

situações em que a aba ℓ_{c2} fica muito pequena, o que acaba penalizando a altura da seção S_2 , ficando a dúvida de considerar a seção a $d/2$ ou na face do pilar, como mostrado nas Figuras 5.64a e 5.64b.

Para os blocos com pilar pouco alongado e altura intermediária (blocos base) o Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) indicou uma boa previsão da força resistente. Do ponto de vista da prática de projeto, o método indicou o aumento da resistência do bloco com o aumento da resistência do concreto. Importante lembrar que, as alturas dos blocos base têm valores muito próximos à altura média entre os limites de aplicação do método. Sendo assim, os resultados indicam que se deve partir desta altura média para dimensionar os blocos por esse método.

Apesar de o método do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) ter apresentado bons resultados, com base na modelagem numérica, esse método associa um modelo de flexão a um bloco rígido e, observou-se claramente que nos blocos rígidos a transferência de tensões de compressão se dá por meio de bielas comprimidas equilibradas por tirantes ligando as estacas.

5.9.2 Considerações sobre o método indicado por Calavera (1991)

O método indicado por Calavera (1991) possui os mesmos critérios geométricos para a determinação das seções de verificação da força cortante. E de início, as mesmas observações que foram feitas a respeito da definição da seção S_2 , para o método do Boletim número 73 CEB-FIP (1970), podem ser aplicadas ao método de Calavera (1991).

A diferença entre o método de Calavera (1991) e do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) é justamente a equação para o cálculo da força cortante resistente. Analisando os gráficos mostrados nas Figura 5.65, verificou-se que, por manterem os mesmo aspectos geométricos, os dois métodos indicaram a mesma tendência de comportamento dos valores ao se modificar as alturas dos blocos ou a seção do pilar, porém o método de Calavera (1991) previu forças resistentes com valores bem menores em relação aos valores calculados pelo Boletim número 73 CEB-FIP (1970). Para o bloco base sobre seis estacas, enquanto a relação entre a força resistente indicada na modelagem e a prevista pelo Boletim número 73 do CEB-FIP

(1970) foi 1,3, essa mesma relação foi 2,2 considerando a equação indicada em Calavera (1991). Sendo assim, observou-se que o critério de Calavera (1991) foi mais restritivo na determinação da força cortante resistente do que o do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970).

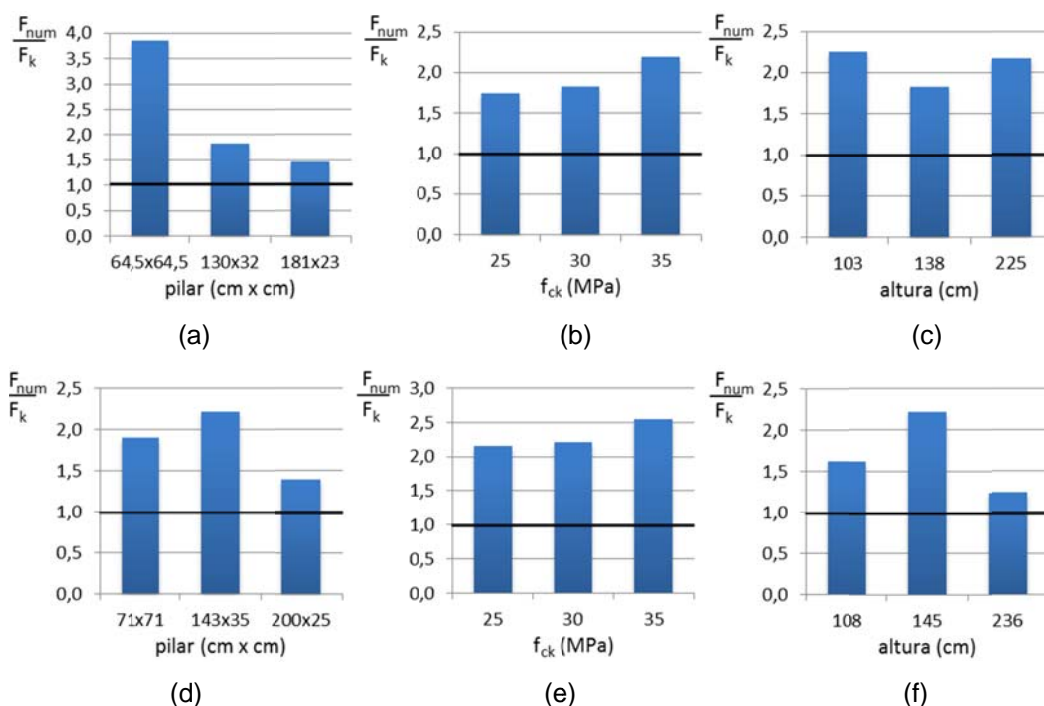


Figura 5.65 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método do Calavera (1991) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

5.9.3 Considerações sobre o método apresentado por Fusco (1995)

A partir da análise dos gráficos mostrados nas Figura 5.66, observou-se que, em quase todos os casos, o método de Fusco (1995) indicou forças resistentes maiores do que as encontradas por meio da modelagem numérica.

Nos blocos em que a força resistente prevista foi maior do que da modelagem, a verificação crítica foi a das tensões de compressão junto às estacas, sendo que as verificações das tensões no pilar ainda iriam permitir uma resistência maior do bloco. Considerando este fato, foi obtida a Figura 5.67 dos blocos sobre cinco e seis estacas, respectivamente, com o carregamento na iminência da ruína. Essa figura representa cortes horizontais nos blocos na altura $x = 0,5 \cdot a_p$ abaixo da face

superior do bloco, exatamente na seção horizontal na qual o método de Fusco (1995) indica que atua uma tensão de $0,2 \cdot 30 \text{ MPa} = 6 \text{ MPa}$. Na Figura 5.67, esse valor de tensão pode ser identificado pelo limite entre as cores laranja e vermelha dos diagramas de tensões. Os quadrados menores representam a projeção da seção do pilar e o quadrado maior representa a área ampliada de acordo com Fusco (1995), que afirma que essa área é de aproximadamente nove vezes a área ampliada do pilar. Analisando essas figuras, é possível observar que as tensões que atuam nesse plano não apresentam uma distribuição uniforme dentro desta área ampliada. Além disso, o limite definido pelas tensões a 6 MPa de compressão indicam que o valor dessa área é bem menor do que nove vezes a área do pilar. Acredita-se que esse tenha sido um dos motivos que conduziram a forças resistentes maiores previstas pelo método.

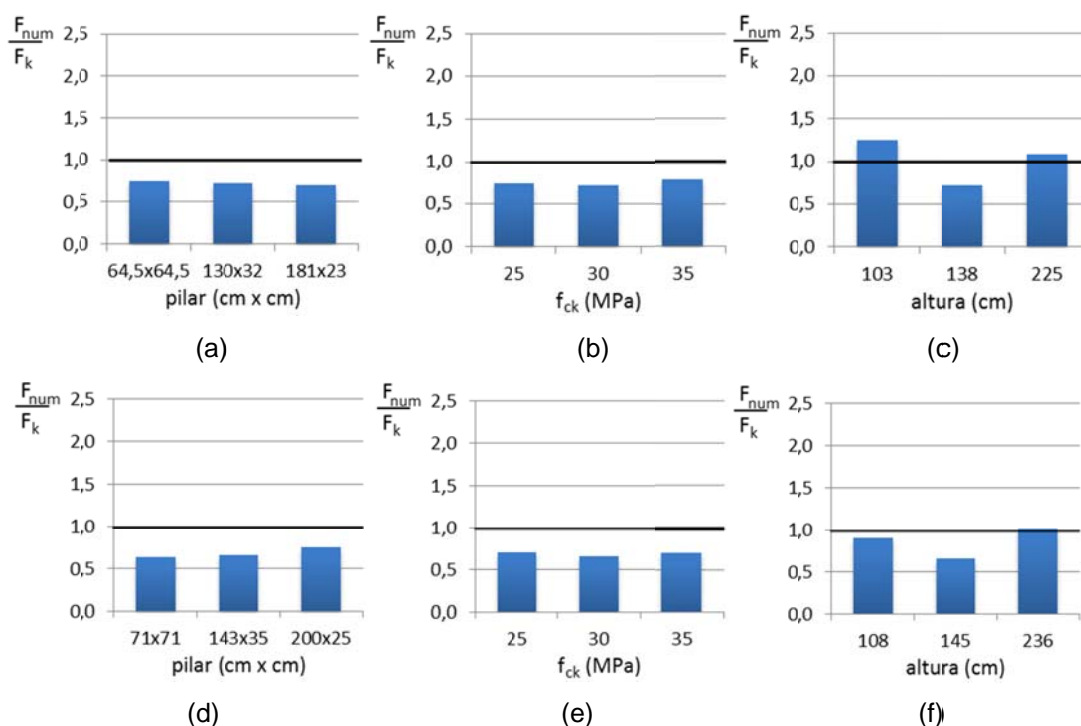
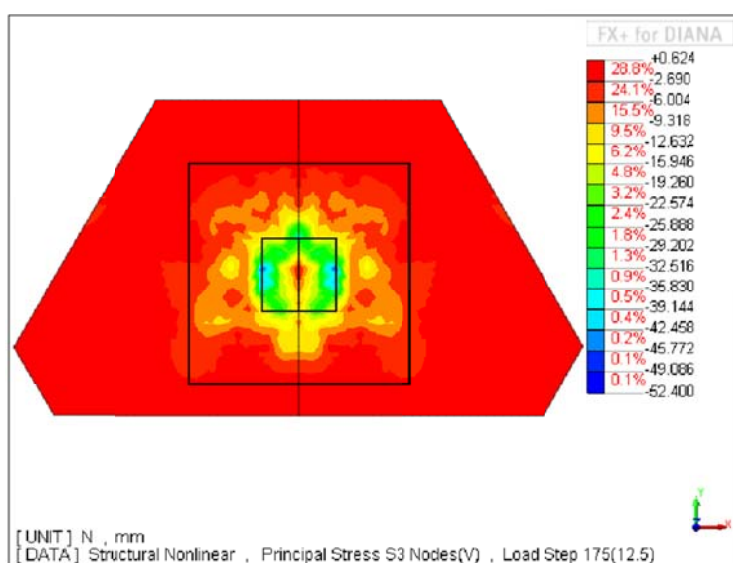


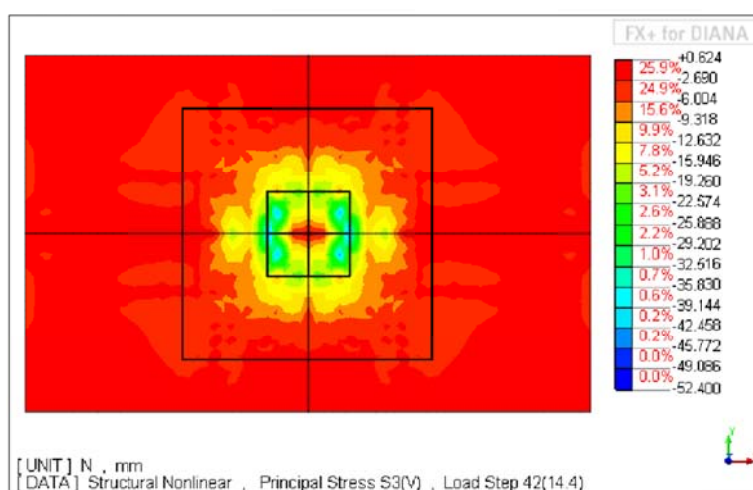
Figura 5.66 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método do Fusco (1995) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

Outro aspecto importante, é que Fusco (1995) associa essa área ampliada apenas ao formato da seção do pilar e, no entanto, observa-se que o desenho formado pelo fluxo de tensões de compressão dos blocos sobre cinco estacas é diferente dos blocos sobre seis estacas. Ou seja, esse critério de área ampliada não considera a

altura do bloco, nem o número de estacas e nem o arranjo das mesmas. No método proposto por Blévoit e Frémy (1967) são indicados coeficientes de ajuste diferentes para a verificação das tensões nas bielas junto ao pilar dependendo do número de estacas do bloco. Quanto maior o número de estacas, maior o coeficiente de ajuste, sempre considerando arranjo simétrico das estacas. Essa é uma consideração mais coerente, pois quanto maior o número de estacas e quanto mais a disposição dessas estacas se aproxima de uma simetria radial em relação ao eixo do pilar, melhor é o confinamento do concreto junto ao pilar, promovido por bielas comprimidas em várias direções.



(a)



(b)

Figura 5.67 - Corte no plano horizontal a $x = 0,5 \cdot a_p$ abaixo da face superior do bloco, indicando tensões principais de compressão e área ampliada do pilar de acordo com Fusco (1995): (a) blocos sobre cinco estacas; (b) bloco sobre seis estacas.

Observa-se também que apenas para os blocos nos blocos mais altos é que o método de Fusco (1991) indicou força resistente menor que a obtida pela modelagem. Entende-se que nesses blocos, a grande altura permitiu a distribuição das tensões de compressão ao longo do bloco, não por meio de bielas discretas, pois estas nem chegaram a se desenvolver de maneira clara, mas com o espraiamento das tensões de compressão dentro do bloco, de maneira difusa, como mostrado na Figura 5.49b. Esse espraiamento se aproximou melhor do critério de área ampliada indicado por Fusco (1995). Porém, como apresentado anteriormente, esses blocos não apresentaram um comportamento típico de blocos sobre estacas. Nos outros blocos observou-se que as bielas não convergem para uma área ampliada abaixo da superfície do bloco, e sim diretamente para a seção de contato do pilar com o bloco, como indicado na Figura 5.38b.

Fusco (1995) indica que as barras da armadura do pilar transferem as tensões de compressão para o concreto adjacente, como foi observado anteriormente. Esse comportamento indicou um acréscimo de resistência, porém não a ponto de os blocos em elementos finitos apresentarem resistência compatível com a previsão do método. Para verificar melhor essa hipótese, seria necessário realizar uma análise numérica considerando barras de armadura discretas e uma interface de aderência entre as barras e o concreto, conduzindo a um modelo numérico bastante complexo e que não se justificaria realizar sem que haja um ensaio experimental de referência.

Fusco (1995) indica que a força centrada máxima que um pilar pode resistir é dada pela Equação 3.10, apresentada no Capítulo 3 e se baseia nessa equação para deduzir os critérios de verificação do método. Porém observou-se que a região de contato entre o pilar e bloco é uma região descontínua, com distribuição não uniforme das tensões de compressão, como mostrado na Figura 5.5, e foi essa concentração de tensões que levou à ruína do pilar para uma força menor do que a indicada por essa equação.

5.9.4 Considerações sobre o método do *Concrete Design Handbook*

O método de dimensionamento indicado por Kokai (2006) no *Concrete Design Handbook* previu força resistentes maiores do que as obtidas pela modelagem numérica, em quase todos os blocos, como indicado na Figura 5.68.

Kokai (2006) recomenda verificar a força cortante para determinar a altura mínima dos blocos e em seguida, verificar as tensões de compressão no concreto junto ao pilar e junto às estacas utilizando a Equação 3.20 proposta por Adebar e Zhou (1996). Como a altura dos blocos já estava determinada, a verificação da força cortante foi feita de maneira inversa, a fim de determinar a força resistente, juntamente com a verificação das tensões de compressão.

A verificação das tensões de compressão só foram críticas para a determinação da resistência nos blocos mais altos, basicamente os únicos blocos em que as forças previstas pelo método foram menores que as encontradas na modelagem. No restante dos blocos a verificação das tensões de compressão não foram críticas, sendo que a verificação da força cortante indicou a resistência prevista e, justamente para esses blocos, a modelagem indicou uma força última menor que a prevista.

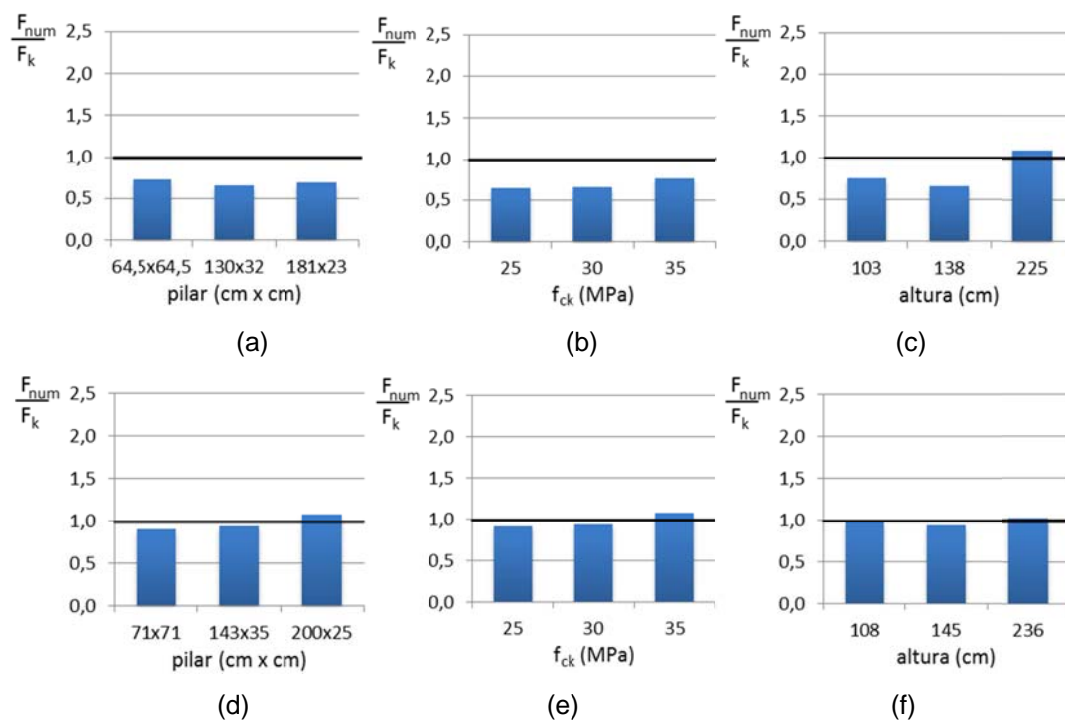


Figura 5.68 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método indicado por Kokai (2006) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a)

seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

No estudo de Park, Kuchma e Souza (2008), a equação proposta por Adebar e Zhou (1996) também indicou resistências maiores do que as obtidas em ensaios experimentais de blocos sobre quatro estacas, como mostra Figura 2.16e.

5.9.5 Considerações sobre o método proposto por Andrade (1989)

O método proposto por Andrade (1989) apresentou forças últimas menores que as obtidos por meio da modelagem numérica para todos os blocos, indicando ainda boa aproximação dos resultados, como mostrado na Figura 5.69. Apenas nos blocos com menores alturas e no bloco com pilar quadrado a força prevista pelo método se distanciou do resultado da modelagem, no entanto, esses blocos possuem bielas mais abatidas do que as permitidas pelo limite de aplicação do método, que é de $40^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

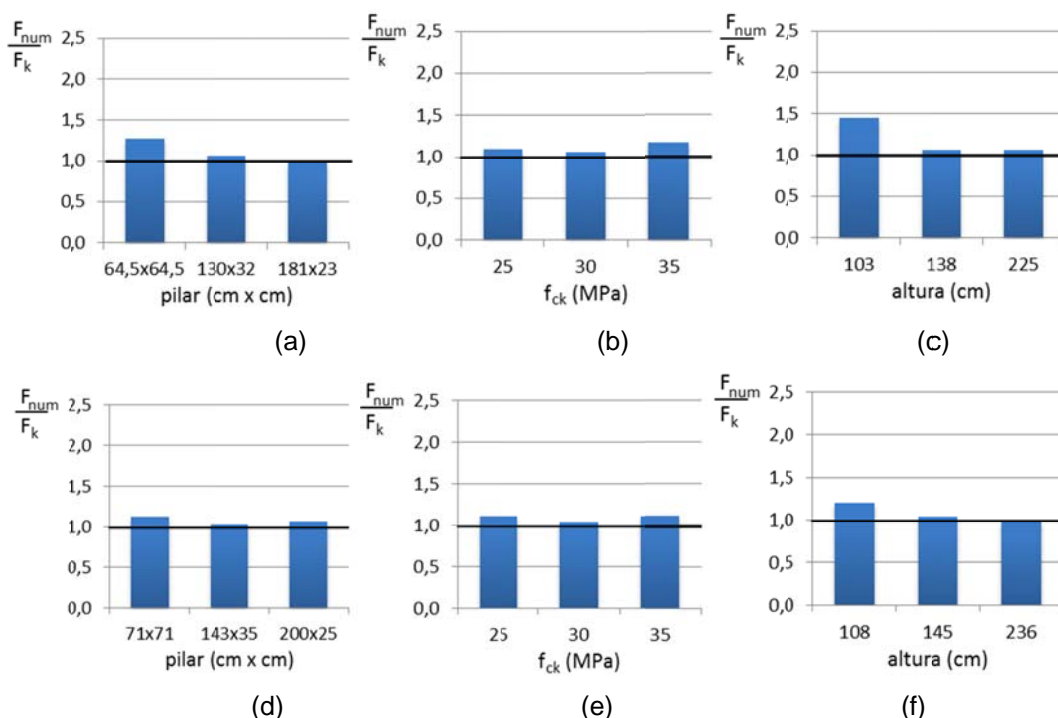


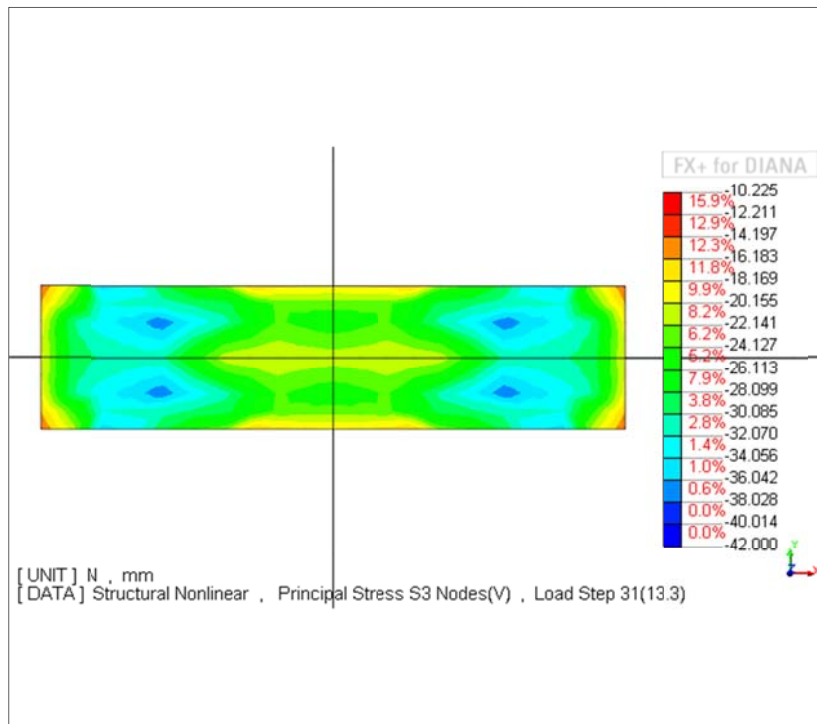
Figura 5.69 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método do Andrade (1989) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

O método indica a utilização de coeficientes de ajuste diferentes ao verificar tensões de compressão nas bielas junto ao pilar, em blocos sobre cinco e sobre seis estacas, o que parece uma consideração coerente do ponto de vista do confinamento que o número de estacas e o arranjo destas podem promover ao envolver a região do pilar com bielas comprimidas em várias direções, oriundas das estacas.

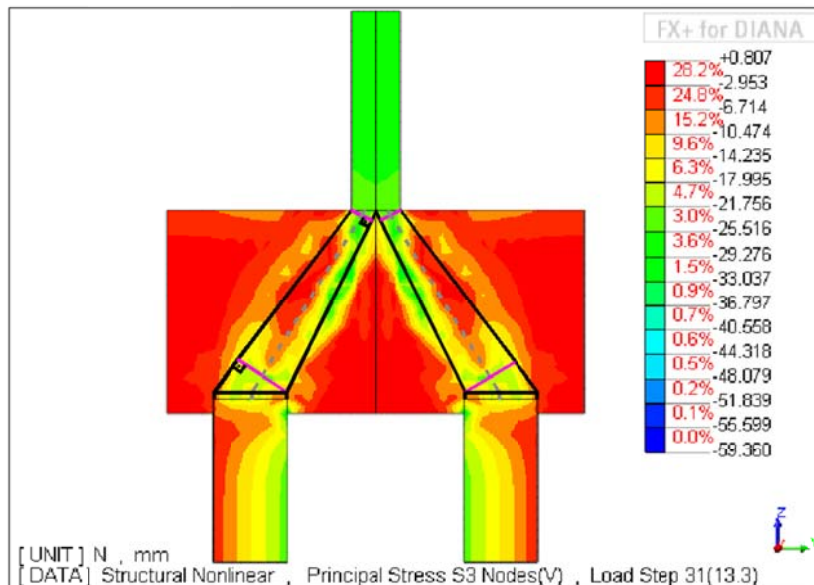
A compatibilidade entre os resultados previstos pelo método e os encontrados por meio da modelagem não foram apenas do ponto de vista das resistências dos blocos. A configuração do fluxo de tensões indicou a formação de bielas comprimidas discretas, semelhantes às indicadas por Andrade (1989), como mostrado nas Figuras 5.36 e 5.39, com bielas comprimidas originando-se na região de contato entre o pilar e o bloco indo em direção ao topo das estacas. Além disso, em vários blocos observou-se que as bielas não convergem para um único ponto junto ao eixo do pilar, elas acompanham o formato do pilar, indicando coerência com hipótese do método de considerar os pontos de origem das bielas nos centros das parcelas da área do pilar referentes a cada estaca, como mostrado na Figura 5.70a. Mostra-se assim a importância de se considerar a real seção do pilar no dimensionamento dos blocos, e não um pilar de seção quadrada com área equivalente, como indicado por outros métodos. Observou-se também, a compatibilidade entre a decomposição da área do pilar e das estacas na direção das bielas comprimidas (Figura 5.70b). O método de Andrade (1989) não considera a expansão das bielas na região intermediária, no entanto, se restringe a verificar apenas as tensões junto ao pilar e junto às estacas.

Visando à prática de projeto, o método indicou o acréscimo de resistência do bloco com o aumento da altura e aumento da resistência do concreto, apresentando resultados muito próximos aos obtidos pela modelagem em elementos finitos. Além disso, o método se mostrou de fácil aplicação, permitindo determinar o modelo de treliça de acordo com o arranjo das estacas, com a seção do pilar e com a altura do bloco, e se adaptou razoavelmente bem a todas as situações. Um aspecto importante a ser considerado diz respeito ao limite de aplicação em relação à inclinação das bielas, pois como os blocos não apresentam disposições simétricas das estacas, as bielas vão ter inclinações diferentes, sendo assim, o ideal é que a

biela mais abatida tenha inclinação próxima a 40° para que as outras bielas, mais inclinadas, fiquem, se possível, dentro do limite superior de 55° .



(a)



(b)

Figura 5.70 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k600: (a) seção de contato entre o pilar e o bloco; (b) Corte no plano vertical que passa pelas duas estacas centrais com esquema da decomposição da área do pilar e das estacas na direção das bielas de acordo com os critérios de Andrade (1989)

5.9.6 Considerações sobre o método adaptado de Park, Kuchma e Souza (2008)

O método de Park, Kuchma e Souza (2008) foi originalmente proposto para o dimensionamento de blocos sobre quatro estacas. Neste trabalho o método foi adaptado para dimensionamento de blocos sobre cinco e seis estacas, e os resultados podem ser vistos nas Figura 5.71. De modo geral, o método previu forças resistentes menores que as obtidas na modelagem em elementos finitos.

Nos blocos com menores alturas o método foi bastante restritivo em relação à resistência observada nos blocos em elementos finitos, indicando melhor compatibilidade dos resultados nos blocos com altura intermediária (blocos base). Para os blocos mais altos, os resultados praticamente coincidiram, porém no bloco sobre seis estacas a resistência prevista foi levemente maior que a observada na modelagem numérica.

O método se mostrou muito sensível à variação da seção do pilar, pois nos blocos com pilar de seção transversal retangular alongada, a verificação da biela horizontal paralela ao maior lado do pilar foi crítica para a determinação da resistência dos blocos. Somente nos blocos com pilar quadrado e nos blocos mais altos com pilar pouco alongado é que a verificação das bielas inclinadas foi crítica para determinar a resistência. Isso ocorreu, pois o método limita a largura da biela horizontal à largura do pilar, e nos pilares mais alongados as bielas acabaram ficando muito estreitas. Além disso, as bielas junto ao pilar formam uma região favorável ao desenvolvimento de tensões de compressão no concreto, devido ao efeito de confinamento promovido pelas bielas, no entanto o método limita a tensão dessas bielas à resistência do concreto.

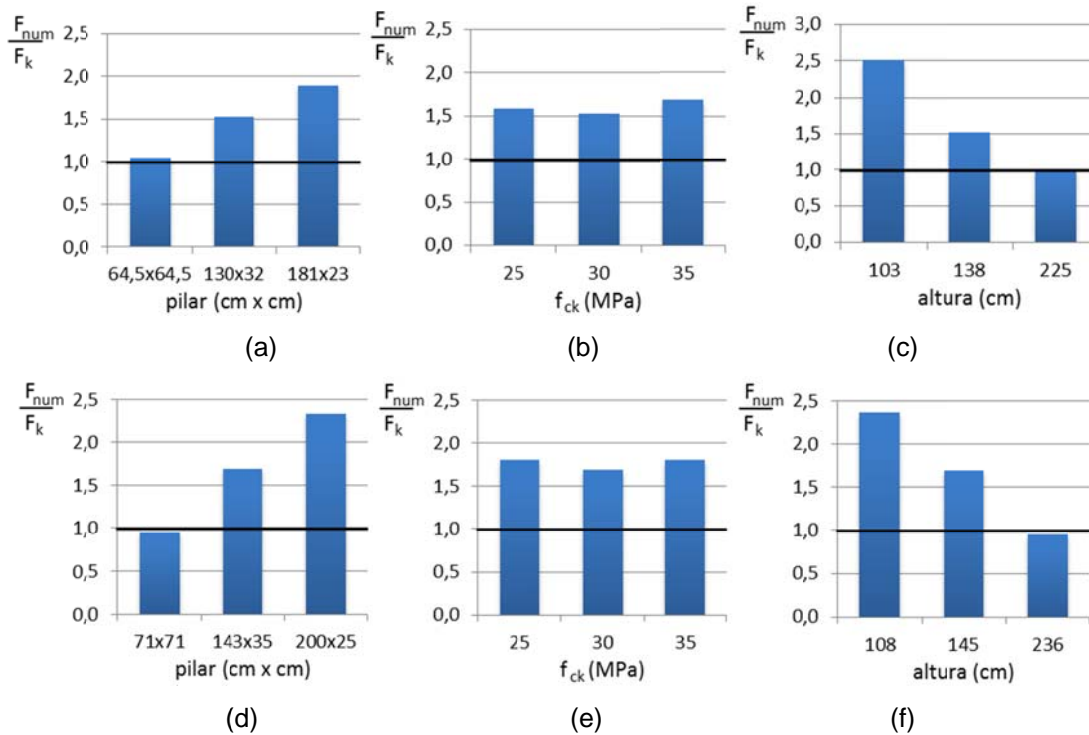


Figura 5.71 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método adaptado de Park, Kuchma e Souza (2008) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

5.9.7 Considerações a respeito dos métodos de bielas e tirantes

Nos gráficos das Figuras 5.72 a 5.76 estão apresentados os resultados da verificação dos blocos utilizando os critérios da teoria clássica de bielas e tirantes. Os resultados desses métodos serão discutidos em conjunto, pois os critérios utilizados para determinar as áreas das bielas e regiões nodais foram os mesmos, sendo que os métodos apenas se diferenciam pelos coeficientes de ajuste das tensões resistentes do concreto.

De modo geral, todos os métodos indicaram resistências menores do que as observadas nos blocos em elementos finitos. Em relação à modelagem numérica, os métodos com os critérios mais restritivos foram os do Apêndice A do ACI 318:08 e os critérios que apresentaram os resultados mais próximos foram os indicados pela CSA A23.3:04. Os critérios de Schlaich e Schäfer (1991) também indicaram forças bem menores que as observadas na modelagem numérica. Observou-se também

que os critérios do projeto de revisão do Código Modelo da FIB (2010) indicaram valores muito próximos ao do CEB-FIP *Model Code 1990* (1993).

Por ter sido adotado o mesmo modelo de treliça, todos os métodos apresentaram a mesma tendência de comportamento ao se variar o formato da seção transversal do pilar, indicando forças resistentes menores para os blocos com pilares quadrados e um acréscimo de resistência do bloco com o alongamento do pilar, pois permitiram a disposição de bielas mais inclinadas. No entanto, observou-se, por meio dos fluxos de tensões que a decomposição da área do pilar para obter a área das bielas foi mais coerente com a proposta de Andrade (1989), e não como foi adotado nesse modelo de treliça, como mostrado na Figura 5.77. No entanto, a teoria clássica permitiu considerar a expansão das tensões na região intermediária das bielas por meio de coeficientes de ajustes das tensões resistentes para essa configuração de biela.

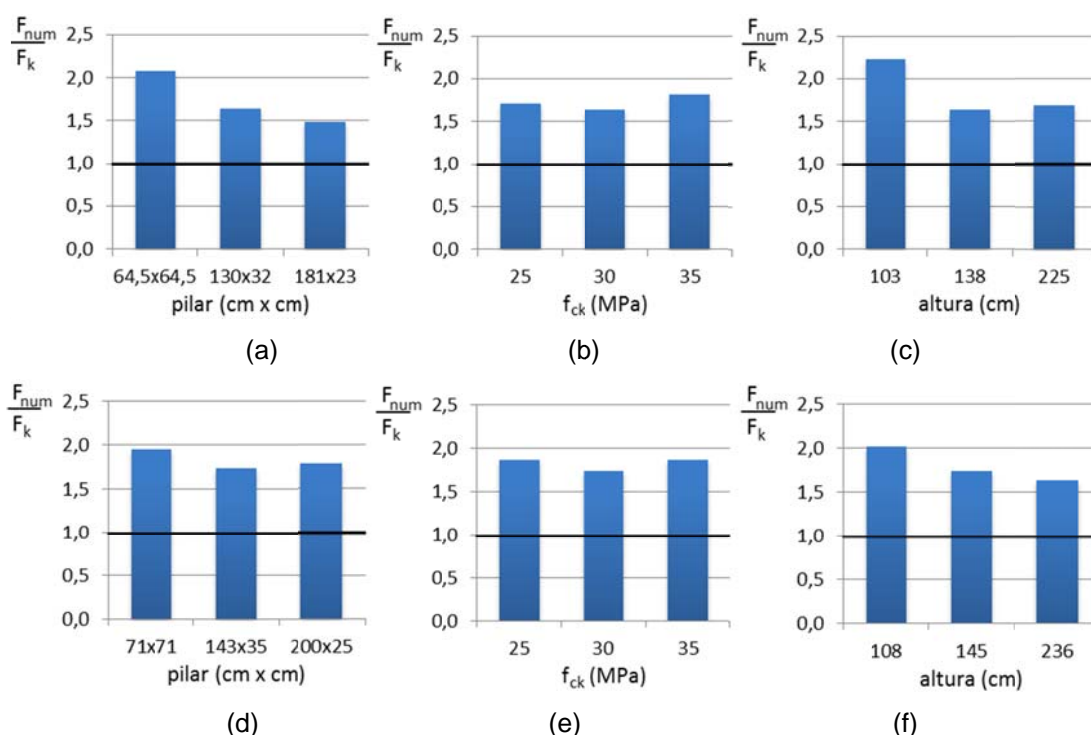


Figura 5.72 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo modelo de bielas e tirantes adaptado de Schlaich e Schäfer (1991) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

Tanto na modelagem numérica quanto por meio dos métodos foi observada a variação da resistência dos blocos com a mudança da resistência do concreto, indicando sempre valores menores que os observados na modelagem.

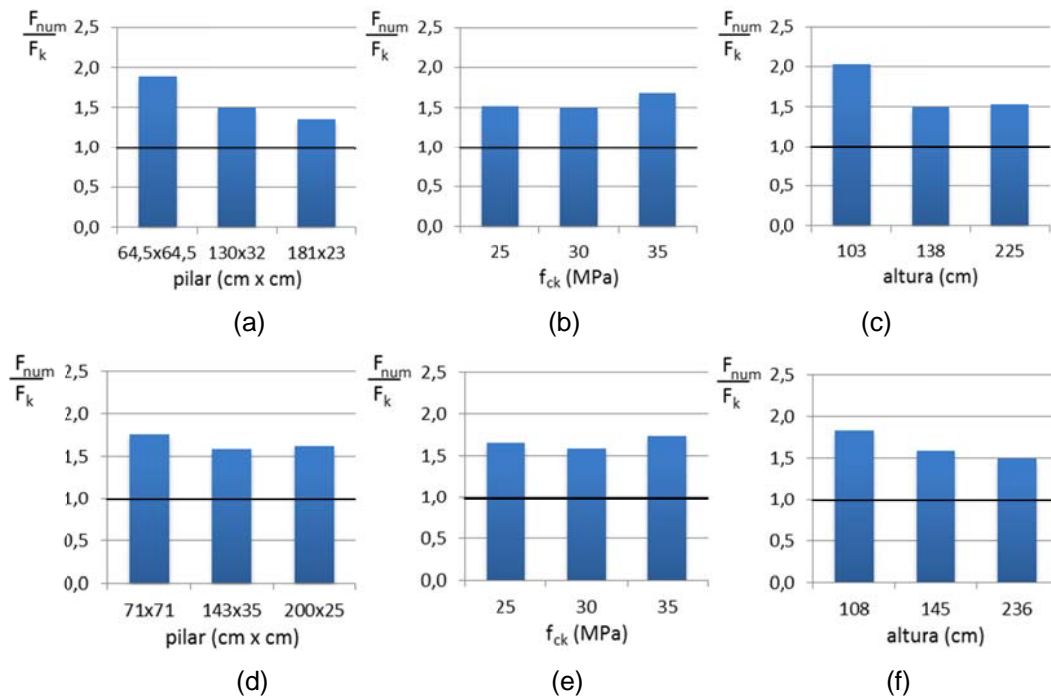


Figura 5.73 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método de bielas e tirantes adaptado do CEB-FIP *Model Code* 1990 (1993) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

Nos blocos com menores alturas, todos os métodos tenderam a indicar forças proporcionalmente menores que as observadas pela modelagem, e com o aumento da altura, as forças previstas tenderam a se aproximar das forças indicadas pela modelagem, mantendo-se, porém, com valores menores. Isso permite observar que os modelos de bielas e tirantes se comportam melhor nas situações em que os ângulos entre as bielas e os tirantes são maiores. Importante lembrar que nos blocos mais baixos o ângulo de abatimento mínimo entre as bielas e os tirantes foi cerca de 31° , valor acima do limite mínimo estabelecido pelo Apêndice A do ACI 318:08 que é de 25° .

A partir desses resultados observa-se a dificuldade em utilizar a teoria clássica de bielas e tirantes de maneira adequada para blocos sobre várias estacas, pois é difícil definir os critérios para a determinação da geometria do modelo de treliça, bem como das áreas de bielas e nós, ficando a cargo do projetista definir um modelo de

treliça o mais coerente possível. Além disso, os coeficientes de ajuste das tensões são indicados para o estado plano de tensões e, principalmente em blocos sobre várias estacas, o estado multiaxial de tensões é essencial para promover o acréscimo de tensões de compressão no concreto. Nos casos tridimensionais, mesmo que fossem utilizados coeficientes de ajuste para um nó em que atuam apenas bielas de compressão, por exemplo, fica complicado definir a condição de confinamento que essas bielas promovem nesse nó e o quanto as tensões de compressão no concreto podem ser aumentadas. Por esse motivo, a teoria clássica de bielas e tirantes indicou resistências proporcionalmente bem menores que as observadas na modelagem em elementos finitos.

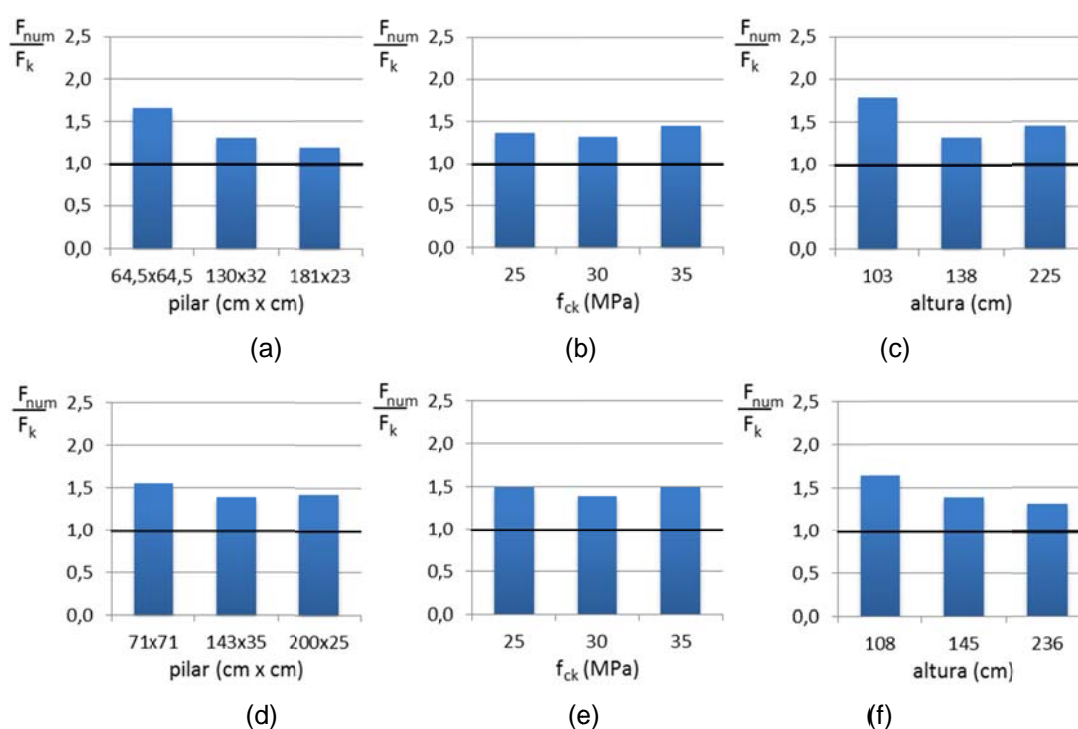


Figura 5.74 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método de bielas e tirantes adaptado da CSA A23.3:04 para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para os blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

Park, Kuchma e Souza (2008) observaram comportamentos semelhantes ao utilizar os métodos de bielas e tirantes indicados do Apêndice A do ACI 318:05 e da norma canadense CSA A23.3:04, para a verificação de blocos sobre quatro estacas. Os pesquisadores obtiveram resistências bem menores que as observadas em ensaios experimentais, como mostrado nas Figuras 2.16c e 2.16d.

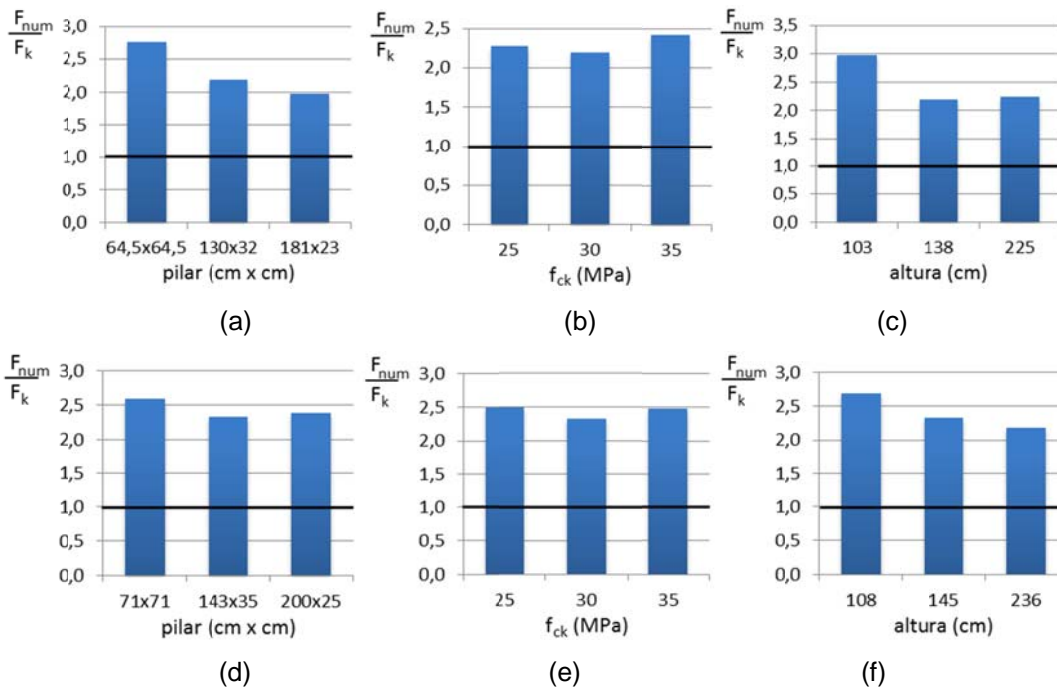


Figura 5.75 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método de bielas e tirantes adaptado do Apêndice A do ACI 318:08 para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e para blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

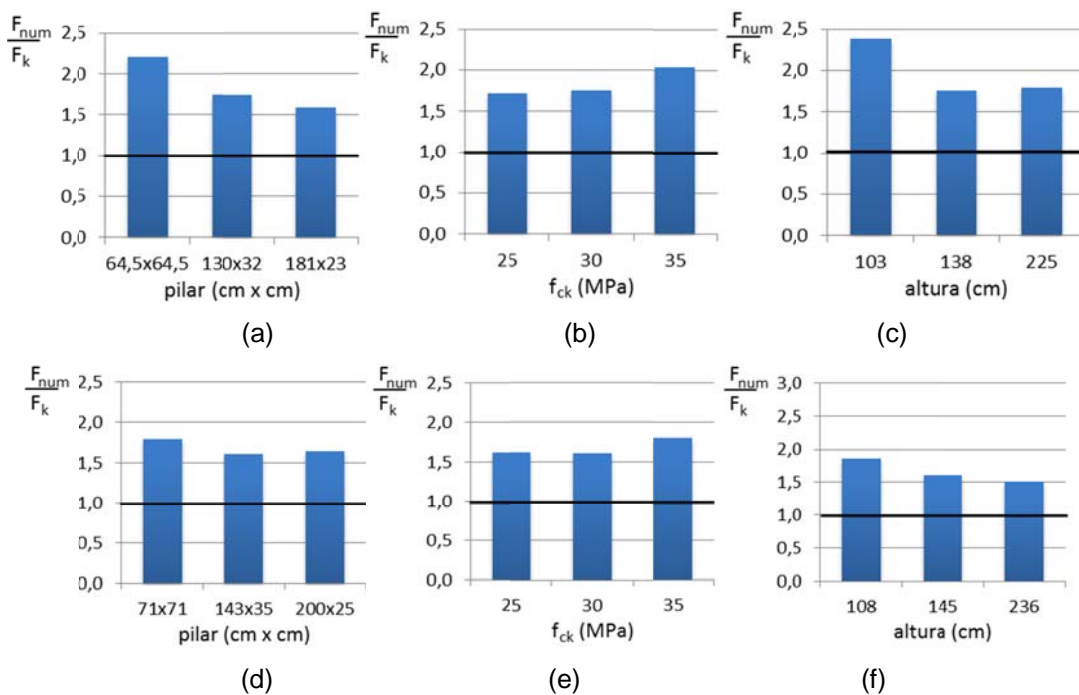


Figura 5.76 - Relação entre a força resistente obtida por meio da modelagem numérica e a força prevista pelo método de bielas e tirantes adaptado do projeto de revisão da FIB (2010) para os blocos sobre cinco estacas, variando: (a) seção do pilar, (b) resistência do concreto, (c) altura; e nos blocos sobre seis estacas, variando: (d) seção do pilar, (e) resistência do concreto, (f) altura.

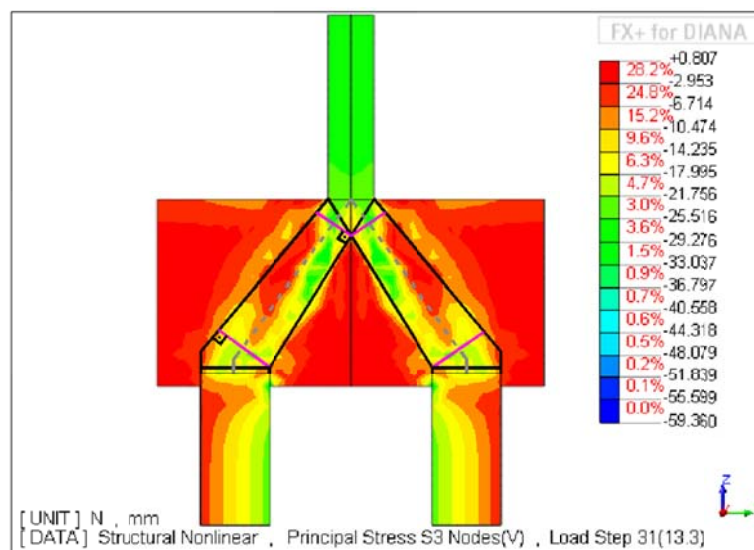


Figura 5.77 - Tensões principais de compressão no bloco B6p143x35h145fc30k600 em corte no plano vertical que passa pelas duas estacas centrais com esquema do modelo de bielas e tirantes adotado.

6 CONCLUSÃO

Antes de qualquer conclusão a respeito do comportamento estrutural dos blocos sobre cinco ou seis estacas, é importante ressaltar a ordem de grandeza das resistências observada nos pilares e nas estacas em relação à resistência dos blocos. Na maioria das situações, os blocos atingiram a ruína para forças maiores do que o próprio pilar suportaria por causa da distribuição não uniforme de tensões de compressão na área de contato entre o pilar e o bloco, levando à ruína prematura do pilar. Além disso, observou-se que a ordem de grandeza das reações das estacas, observadas na situação de ruína dos blocos analisando-os com o método dos elementos finitos, superou a capacidade geotécnica e até mesmo a “carga de catálogo” das estacas consideradas, como observado no Apêndice A. Esses resultados indicam que, na prática, esses blocos dificilmente atingiriam a ruína, pois antes de se atingir essa intensidade de tensões solicitantes, seria considerada a ruptura do solo. Isso porque os blocos têm que atender a critérios geométricos de espaçamento mínimo das estacas, altura mínima, para que sejam considerados rígidos e resistência mínima do concreto por causa da classe de agressividade ambiental. Isso faz com que os blocos tenham grandes dimensões e acabem ficando proporcionalmente mais resistentes do que as estacas sobre as quais eles se apoiam.

Quanto à variação da altura dos blocos analisados, observou-se, nos blocos com alturas intermediárias, que a ruína se deu pela ruptura do concreto das bielas referentes às estacas mais próximas do pilar, fenômeno observado pela diminuição das tensões de compressão nessas bielas e pela redução no valor das reações dessas estacas, para um estágio de carregamento em que já havia sido atingida a resistência de escoamento das barras de aço dos tirantes.

Nos blocos com menores alturas considerou-se ruína associada ao alongamento máximo permitido para as barras de aço do tirante central, pois esses blocos não foram rígidos o suficiente para distribuir as reações em todas as estacas de maneira adequada, indicando, assim, que o dimensionamento de blocos com pequenas alturas deve ser evitado.

Nos blocos mais altos considerou-se ruína por ruptura do concreto junto ao pilar em um estágio de carregamento em que as barras de aço dos tirantes ainda não estavam solicitadas por tensões de tração consideráveis. Esse comportamento não é típico de blocos sobre estacas. Além disso, os blocos muito altos consomem um grande volume de concreto e não indicaram um bom aproveitamento das armaduras. Sendo assim, o dimensionamento de blocos com grandes alturas também deve ser evitado.

A variação da altura teve influência significativa na rigidez dos blocos, refletindo na distribuição das reações entre as estacas, na distribuição das tensões nas armaduras dos tirantes e na distribuição dos fluxos de tensões de compressão. Esse resultado vai de encontro com as recomendações dos métodos analíticos que indicam valores de altura adequados em função do espaçamento das estacas, para que os blocos sejam considerados rígidos. Sendo assim, o ideal é que se adote uma altura intermediária a partir dos limites de aplicação estabelecidos pelos métodos analíticos.

Quanto à variação da resistência do concreto, observou-se que esta refletiu na variação da resistência do bloco. O aumento da resistência do concreto tendeu a aumentar a resistência do bloco em proporções semelhantes, porém não foi possível estabelecer a exata proporção de variação, por causa do número reduzido de resultados. Essa tendência de comportamento vai de encontro com a prática de projeto, em que é comum considerar que a variação da resistência do concreto se reflete na variação da resistência do bloco. No entanto, a mudança na resistência do concreto não influenciou de maneira significativa na rigidez dos blocos, resultado semelhante ao observado por Ramos (2007) em blocos sobre dez estacas.

Quanto à variação do formato da seção transversal do pilar, não foi observada influência significativa na resistência dos blocos, indicando resistências de mesma

ordem de grandeza. Apenas para o bloco sobre seis estacas com pilar muito alongado observou-se um pequeno acréscimo de resistência. Além disso, os fluxos de tensões também apresentaram mudanças significativas, formando uma configuração de bielas menos abatidas, que acompanham o alongamento do pilar. Isso demonstrou a importância de que os métodos analíticos considerem sempre o real formato da seção transversal do pilar.

Apesar de não ser uma característica do bloco em si, mas de uma condição de contorno, a deformabilidade do solo teve influência significativa no comportamento estrutural dos blocos sobre estacas. Observou-se que quanto menor o valor do coeficiente de mola considerado, ou maior a deformabilidade do solo, melhor é a distribuição das reações entre as estacas e, conseqüentemente, melhor é a distribuição das tensões de tração nas barras das armaduras e a distribuição do fluxo de tensões, formando bielas discretas direcionadas a todas as estacas. Quanto menos deformável for o solo, maior é a concentração do fluxo de tensões de compressão na direção das estacas mais próximas do pilar, em detrimento das estacas mais afastadas. Importante ressaltar que mesmo para as situações de coeficientes de mola maiores, a resistência dos blocos não foi comprometida de maneira significativa, pois foi observada uma grande capacidade de redistribuição das tensões à medida que se aumentou o carregamento.

Nos blocos com coeficiente de mola de valor $k = 300 \text{ kN/mm}$ a distribuição das reações nas estacas não foi uniforme, mas observou-se uma melhor tendência de redistribuição em detrimento dos coeficientes de mola maiores. Além disso, a média dos coeficientes de mola, calculados a partir dos exemplos (Apêndice A), indicou um coeficiente de mola de $k = 270 \text{ kN/mm}$. Assim, os valores das reações tendem a ser ainda mais uniformes, o que se aproxima da hipótese de distribuição uniforme para as reações das estacas, adotada no dimensionamento analítico dos blocos.

Foram analisados vários métodos analíticos para dimensionar os blocos sobre cinco e seis estacas analisados. De todos os métodos analisados, aquele que apresentou resultados mais compatíveis com a modelagem numérica realizada foi o método de Andrade (1989), pois em todas as situações esse método previu valores menores, porém muito próximos aos obtidos por análise numérica. Além disso, a distribuição do fluxo de tensões e a configuração das bielas indicada pelo método também foram

compatíveis com as observadas nos blocos em elementos finitos. Os modelos de treliça foram compatíveis com a configuração observada para as bielas, permitindo considerar a variação da altura do bloco e da seção transversal do pilar. Importante lembrar que o método é bastante simples de ser compreendido e utilizado. Isso demonstra a aplicabilidade de métodos baseados na teoria de bielas em blocos com arranjo das estacas sem simetria em relação ao eixo do pilar, considerando ainda pilares com diferentes seções transversais, não se limitando apenas a pilares com seção quadrada.

O método do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970) também previu resistências menores que os obtidos por meio da análise baseada no método dos elementos finitos, porém com um desvio maior do que o de Andrade (1989). Observou-se a necessidade de maior perícia por parte do projetista ao definir a seção S_2 , principalmente para situações em que a seção transversal do pilar é muito alongada. Apesar dos resultados, observou-se que as verificações de momento fletor e força cortante em seções de referência não foram compatíveis com o comportamento estrutural, pois os blocos são regiões descontínuas e apresentam a transferência das tensões de compressão do pilar às estacas diretamente por meio de bielas, equilibradas por tirantes de aço.

Os critérios indicados por Calavera (1991) apresentaram resultados com a mesma tendência de comportamento do Boletim número 73 do CEB-FIP (1970). No entanto a verificação da resistência à força cortante foi mais restritiva do que este método.

Quanto aos métodos baseados na teoria clássica de bielas e tirantes, constatou-se que os critérios destinados aos casos bidimensionais foram bastante restritivos em relação ao acréscimo de tensões ocasionado pelo efeito benéfico do confinamento, e que ocorre de modo mais acentuado nos casos tridimensionais. Por esse motivo, esses métodos previram resistências bem menores do que as observadas na modelagem numérica. Além disso, mesmo com o uso de coeficientes para casos tridimensionais, é complicado definir o estado de confinamento atingido e qual o acréscimo de tensões poderia ser considerado. O ideal seria definir coeficientes específicos para verificar as tensões no concreto, considerando cada tipo de bloco sobre estacas.

O método de Fusco (1995) e o método indicado por Kokai (2006) previram resistências maiores do que as observadas por meio do método em elementos finitos.

O método adaptado de Park, Kuchma e Souza (2004) se mostrou muito sensível à variação da seção transversal do pilar e da altura dos blocos. Além disso, observou-se que o método não é simples de ser utilizado, por envolver muitos critérios para se determinar as tensões resistentes no concreto, além de ser iterativo.

Por se tratar de uma dissertação de mestrado, e por causa do curto período para a realização desta pesquisa, algumas hipóteses não puderam ser verificadas, ficando a sugestão para trabalhos futuros. Recomenda-se analisar blocos sobre estacas, semelhantes aos estudados, porém considerando as seguintes situações:

- Analisar blocos por meio do método dos elementos finitos considerando força vertical excêntrica, com objetivo de analisar os métodos analíticos;
- Analisar blocos por meio do método dos elementos finitos considerando diferentes taxas de armaduras principais, inserindo também as armaduras secundárias, com o objetivo de verificar a influência no comportamento estrutural e a ocorrência de fissuras;
- Analisar blocos por meio do método dos elementos finitos considerando diferentes taxas de armaduras do pilar, com o objetivo de verificar a contribuição desta armadura na resistência do bloco;
- Analisar blocos por meio do método dos elementos finitos considerando não somente diferentes formatos para seção do pilar, mas também diferentes valores de área, com o objetivo de verificar se isto tem influência no comportamento estrutural.

REFERÊNCIAS

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. **ACI Structural Journal**, v. 87, n.1, p. 81-92, jan./ feb.

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1993). Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete. **ACI Structural Journal**, v. 90, n.5, p. 534-541, sep./oct.

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1996). Design of deep pile caps by strut-and-tie models. **ACI Structural Journal**, v. 93, n.4, p. 437-448.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). **ACI 318**: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1999). **ACI 318**: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Farmington Hills, MI, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2005). **ACI 318**: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Farmington Hills, MI, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008). **ACI 318**: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI, USA.

ANDRADE, J. R. L. (1989). **Dimensionamento de elementos estruturais de fundações**. SET-EESC-USP. São Carlos.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). **An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and

Foundations Engineering, 5. Buenos Aires. *Proceedings...* Buenos Aires v.1 p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007) **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007) **NBR 7480: Aço destinado para armaduras de estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2010) **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro.

BLÉVOT, J. L.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur Pieux. **Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics**. v. 20, n. 230, p. 223-295, févr.

BURKE, J. R., J.U. (1978). **Blocos rígidos sobre apoios diretos**. Maubertec, São Paulo.

BUTTIGNOL, T. E. T. (2011). **Análise computacional de blocos sobre estacas**. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

CALAVERA, J. R. (1991). **Calculo de estructuras de cimentacion**. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC). 3.ed. Madrid: Torreangulo Arte Gráfico, Espanha;

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (2004). **CSA A23.3: Design of concrete structures**. Mississauga, Ontario, Canada.

CAVERS, W.; FENTON, G. A. (2004). An evaluation of pile cap design methods in accordance with the Canadian design standard. **Can. J. Civ. Eng.**, NRC Research Web site <http://cjce.nrc.ca>, n.31, p. 109-119, 12 feb.

CINTRA J. C. A.; AOKI N. (2010) **Fundações por estacas, projeto geotécnico**. 1ed. São Paulo: Oficina de textos. ISBN 978-85-7975-004-5.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (1991) **EH**: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Madrid, España.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1993). **CEB-FIP: Model code 1990**. Bulletin D'Information, Paris, n. 203-205.

COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (1970). **CEB-FIP. Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation**. Bulletin D'Information, Paris, v. 4, n.73, p. 27-35.

CONCRETE REINFORCED STEEL INSTITUTE (2002). **CRSI design handbook**. Schaumburg, Illinois, USA.

DELALIBERA, R. G. (2006). **Análise numérica e experimental 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, São Carlos.

DIANA (2012). DIANA Finite Element Analysis. **User's Manual Release Notes**. Release 9.4.4.TNO DIANA BV, Delft, Netherland.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2010). **FIB - Model Code 2010**. v2. Lausanne, Switzerland. April.

FEENSTRA, P. H.; BORST, R. (1993). **Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete**. Heron, v.38, n.04, Delft, Netherlands, p.3-76.

FUSCO, P. B. (1995). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda. ISBN 85-7266-057-7.

DIANA (2009). **User's manual FX+ for DIANA**. Release 9.4.TNO DIANA Finite Element Analysis. Vkdelft, The Netherland;

GUERRIN A. (1955) **Traité de Béton Armé, Les Fondations**. Dunod, Tome III, Paris.

KOKAI, T. (2006). Foundations. In: CEMENT ASSOCIATION OF CANADA (org.). **Concrete Design Handbook**. 3th. ed. Ottawa: Cement Association of Canada, cap.9, Canada, ISBN 1-896553-20-6.

MACHADO, C. P. (1985). **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP, São Paulo.

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

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

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

MORAES, M. C. (1976). **Estruturas de fundações**, McGraw - Hill do Brasil, Brasil, São Paulo.

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

OLIVEIRA, L. M. (2009). **Diretrizes para o projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

PARK, J.; KUCHMA, D.; SOUZA, R. (2008). Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. **Can. J. Civ. Eng.**, NRC Research Web site <http://cjce.nrc.ca>, n.35, p. 1399-1413, 21 november.

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, 2007.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K. (1991). Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer**, v.69, n.6, p.113-125, march.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. (2000). **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**.1. Ed. Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SOUZA, R. A. (2004). **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. (1976). Some detailing problems in concrete frame structures. **The Structural Engineer**, v. 74, n.10, p. 410-415, october.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. (1986). **The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear**. ACI Journal, v.83, n.22, p.219-231.

APÊNDICE A - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE MOLA

A.1 Considerações iniciais

Este apêndice se destina a indicar uma ordem de grandeza para os valores dos coeficientes de mola que representam a deformabilidade do solo e o encurtamento elástico do fuste das estacas do tipo hélice contínua, as quais foram adotadas para os blocos analisados. São feitos breves comentários a respeito dos métodos utilizados para determinar a capacidade de carga das estacas e a estimativa dos recalques das estacas, considerando diferentes tipos de solo, tomados como exemplo.

Nos blocos sobre várias estacas, sabe-se que ocorre o chamado “efeito de grupo” em virtude da sobreposição dos bulbos de tensões das estacas. Sendo assim, seria mais adequado determinar o recalque e a capacidade do grupo de estacas, e não de uma estaca isoladamente. No entanto, por simplicidade, são apresentados apenas os estudos para estacas isoladas, pois na modelagem numérica, as molas elásticas posicionadas no apoio das estacas trabalham de maneira independente, sem considerar a influência de grupo. Entende-se que a única maneira de se obter uma estimativa da influência do efeito de grupo para a distribuição das reações das estacas seria modelar o bloco em elementos finitos juntamente com todo o fuste das estacas inseridas no perfil do solo, o que seria um trabalho bastante complexo.

A.2 Cálculo da resistência geotécnica de estacas

Para o cálculo da capacidade geotécnica das estacas optou-se, por simplicidade, considerar apenas o método de Décourt e Quaresma¹ (1978 apud Cintra e Aoki, 2010), que apresentam coeficientes de ajuste específicos para estacas do tipo hélice contínua.

A capacidade de carga R de uma estaca é resultante da soma da reação por causa do atrito lateral R_ℓ acrescida da reação devido à resistência de ponta R_p . Dependendo do tipo de estaca, as parcelas referentes às resistências, lateral e de ponta, precisam ser ajustadas, como indicado:

$$R_{med} = \alpha \cdot R_p + \beta \cdot R_\ell \quad \text{A.1}$$

sendo α e β coeficientes de ajustes indicados na Tabela A.1 e na Tabela A.2, respectivamente.

As parcelas de resistência da capacidade de carga de um elemento isolado de fundação são expressas por:

$$R_\ell = r_\ell \cdot S_\ell \quad \text{A.2}$$

$$R_p = r_p \cdot S_p \quad \text{A.3}$$

sendo:

r_ℓ - tensão por causa do atrito lateral;

S_ℓ - área lateral do fuste da estaca;

¹DÉCOURT L.; QUARESMA, A. R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro. *Anais...*Rio de Janeiro v.1. p. 45-54.

r_p - tensão na seção da base da estaca;

S_p - área da seção transversal da estaca.

Tabela A.1 - Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo
[Décourt e Quaresma²(1978 apud Cintra e Aoki, 2010)]

| Tipo de solo | Tipo de estaca | | | | |
|--|--------------------------|----------------------|-----------------|-------|-----------------------------|
| | Estaca escavada em geral | Escavada (bentonita) | Hélice Contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argilas | 0,85 | 0,85 | 0,3* | 0,85* | 1,0* |
| Solos intermediários | 0,6 | 0,6 | 0,3* | 0,6* | 1,0* |
| Areias | 0,5 | 0,5 | 0,3* | 0,5* | 1,0* |
| * valores apenas orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis | | | | | |

Tabela A.2 - Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo
[Décourt e Quaresma²(1978 apud Cintra e Aoki, 2010)]

| Tipo de solo | Tipo de estaca | | | | |
|--|--------------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
| | Estaca escavada em geral | Escavada (bentonita) | Hélice Contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argilas | 0,8* | 0,9* | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| Solos intermediários | 0,65* | 0,75* | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| Areias | 0,5* | 0,6* | 1,0* | 1,5* | 3,0* |
| * valores apenas orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis | | | | | |

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral r_ℓ é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste N_ℓ , sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_ℓ adotam-se os limites $3 \leq N_\ell \leq 50$ e não se consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Sendo assim, o atrito lateral é calculado pela seguinte equação:

²DÉCOURT L.; QUARESMA, A. R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro v.1. p. 45-54.

$$r_{\ell} = 10 \cdot \left(\frac{N_{\ell}}{3} + 1 \right) \quad \text{A.4}$$

A capacidade de carga do solo junto à ponta da estaca r_{ℓ} é estimada pela equação:

$$r_p = C \cdot N_p \quad \text{A.5}$$

sendo:

N_p - o valor médio do índice de resistência à penetração SPT na ponta da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

C - fator característico do solo indicado na Tabela A.3.

Tabela A.3 - Fator característico do solo C
[Décourt e Quaresma³ (1978 apud Cintra e Aoki, 2010)]

| Tipo de Solo | C (kPa) |
|----------------|---------|
| Argila | 120 |
| Silte Argiloso | 200 |
| Silte Arenoso | 250 |
| Areia | 400 |

Finalmente, a carga admissível da fundação é calculada com um fator de segurança aplicado ao valor da resistência média:

$$R_{adm} = \frac{R_{méd}}{F_s} \quad \text{A.6}$$

Sendo F_s o fator de segurança tomado indicado pela ABNT NBR 6122:2010 com valor igual a 2 para o caso de método semi-empírico.

³DÉCOURT L.; QUARESMA, A. R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro .Anais...Rio de Janeiro v.1. p. 45-54.

A.3 Estimativa do recalque

Para o cálculo do recalque das estacas, optou-se por utilizar o método indicado por Cintra e Aoki (2010). Esse método permite estimar o recalque para uma força F atuante compreendida entre $R_\ell \leq F \leq R_{adm}$. O recalque na cabeça da estaca é dado por três parcelas:

$$\delta = \delta_e + \delta_p + \delta_\ell \quad \text{A.7}$$

sendo

δ_e - encurtamento elástico do fuste;

δ_p - recalque do solo por causa da reação de ponta;

δ_ℓ - recalque do solo por causa da reação do atrito lateral.

Para determinar a força normal ao longo do fuste, constrói-se o diagrama de transferência de carga ao longo do fuste da estaca, supondo-se que as parcelas de resistência lateral são mobilizadas antes da resistência de ponta, a qual só é mobilizada o suficiente para atingir o equilíbrio de forças. Para o caso de duas parcelas de resistência lateral tem-se o exemplo da Figura A.1:

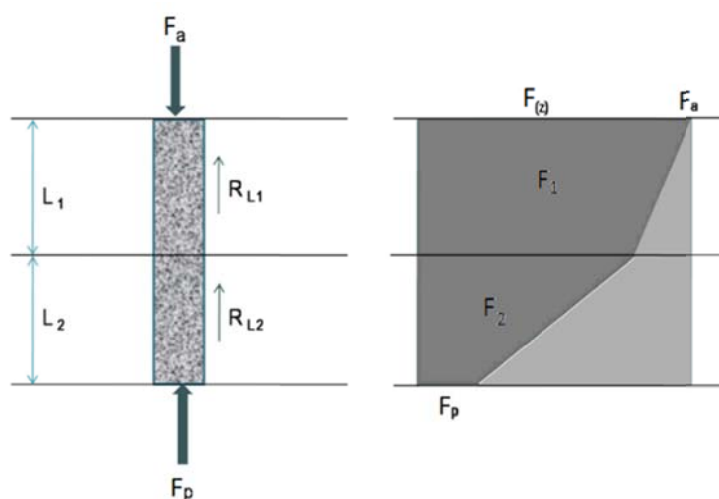


Figura A.1 - Esquema do diagrama de força normal ao longo do fuste da estaca
[adaptado de Cintra e Aoki (2010)]

O encurtamento elástico do fuste pode ser obtido aplicando a lei de Hooke, calculando uma parcela para cada camada de solo, considerando o valor médio da força normal ao longo dessa camada:

$$\delta_e = \frac{\sum(F_i \cdot L_i)}{S_p \cdot E_c} \quad \text{A.8}$$

sendo

$E_c = 28GPa$ a $30GPa$ para estacas pré-moldadas de concreto;

$E_c = 21GPa$ para estacas tipo hélice contínua, Franki e estação;

$E_c = 18GPa$ para estacas Strauss e escavada a seco.

Para o cálculo do recalque do solo é preciso fazer a pesquisa do “indefornável relativo”. Para isso, calcula-se inicialmente o recalque da camada situada abaixo da ponta da estaca, com espessura de 1 m e, a seguir, novas camadas com espessuras iguais ao dobro da anterior, até encontrar uma camada cujo recalque seja inferior a 10% do recalque do solo, isto é, do recalque da ponta da estaca. Para cada camada considerada, o seu recalque é obtido pela propagação, até o seu ponto médio, da reação à carga de ponta e das reações às cargas laterais.

Para o caso de uma camada de solo de espessura H , situada sob a ponta da estaca (Figura A.2), o recalque devido à reação de ponta é calculado por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot F_p}{\pi \cdot \left(B + \frac{H}{2}\right)^2} \quad \text{A.9}$$

$$\delta_p = \frac{\Delta\sigma_p}{E_{solo}} \cdot H \quad \text{A.10}$$

sendo:

$$E_{solo} = E_0 \cdot \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_p}{\sigma_0} \right)^\eta \quad \text{A.11}$$

$E_0 = 6 \cdot K \cdot N_{SPT}$ para estaca pré-moldada;

$E_0 = 4 \cdot K \cdot N_{SPT}$ para estaca tipo hélice contínua;

$E_0 = 3 \cdot K \cdot N_{SPT}$ para estaca moldada *in loco*;

K - coeficiente empírico que depende do tipo de solo, indicado na Tabela A.4;

σ_0 - tensão geostática no centro da camada;

$\eta = 0$ para argilas duras e rijas;

$\eta = 0,5$ para materiais granulares.

Tabela A.4 - Coeficiente K
[Décourt e Quaresma⁴ (1978 apud Cintra e Aoki, 2010)]

| Tipo de Solo | K (kPa) |
|----------------------|---------|
| Areia | 1000 |
| Areia Siltosa | 800 |
| Areia Silto-argilosa | 700 |
| Areia Argilosa | 600 |
| Areia Argilo-Siltosa | 500 |
| Silte | 400 |
| Silte Arenoso | 550 |
| Silte Areno-Argiloso | 450 |
| Silte Argiloso | 230 |
| Silte Argilo-Arenoso | 250 |
| Argila | 200 |
| Argila Arenosa | 350 |
| Argila Areno-Siltosa | 300 |
| Argila Siltosa | 220 |
| Argila Silto-Arenosa | 330 |

O recalque por causa das reações laterais é calculado considerando o esquema da Figura A.3, sendo assim:

⁴DÉCOURT L.; QUARESMA, A. R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro .Anais...Rio de Janeiro v.1. p. 45-54.

$$\Delta\sigma_1 = \frac{4 \cdot R_{\ell 1}}{\pi \cdot \left(B + \frac{L_1}{2} + L_2 + \frac{H}{2}\right)^2} \tag{A.12}$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{4 \cdot R_{\ell 1}}{\pi \cdot \left(B + \frac{L_2}{2} + \frac{H}{2}\right)^2} \tag{A.13}$$

$$\delta_{\ell} = \frac{\sum \Delta\sigma_i}{E_{solo}} \cdot H \tag{A.14}$$

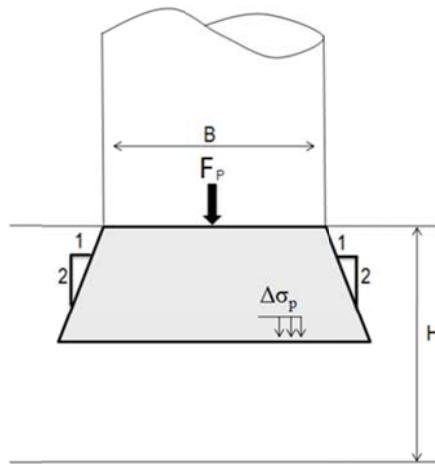


Figura A.2 - Esquema de propagação das tensões em uma camada de espessura H em virtude da reação de ponta
[adaptado de Cintra e Aoki (2010)]

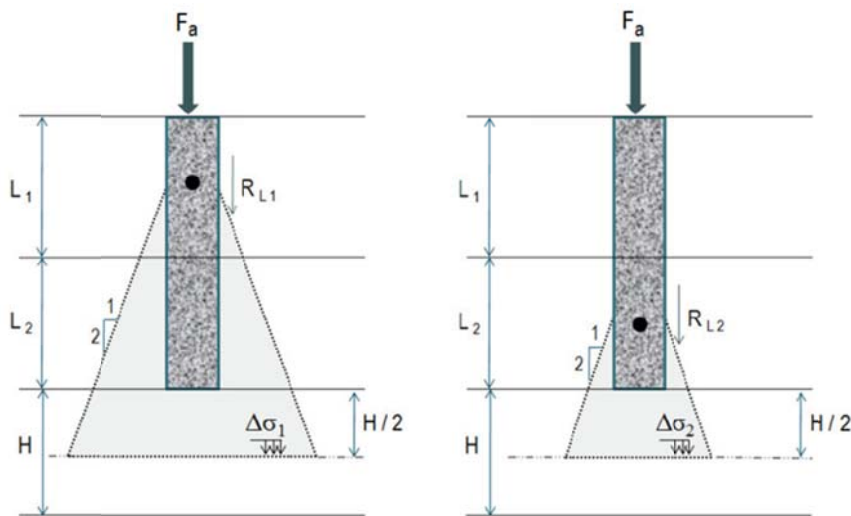


Figura A.3 - Esquemas de propagação das tensões em uma camada de espessura H em virtude da reação lateral por camada
[adaptado de Cintra e Aoki (2010)]

A.4 Exemplos do cálculo de mola a partir do recalque

Os blocos foram dimensionados considerando estacas tipo hélice contínua de diâmetro $\phi = 60 \text{ cm}$. De acordo com indicado em Cintra e Aoki (2010) a resistência estrutural para essa estaca é de 1800 kN (carga de catálogo). Além disso, recomenda-se considerar solos com $N_{SPT} \leq 45$ por causa da capacidade de perfuração do equipamento. Para o cálculo da capacidade geotécnica e estimativa do recalque, foram considerados quatro perfis de solo diferentes, como indicado na Figura A.4.

Para o cálculo do recalque considerou-se que o coeficiente de mola é obtido pela resistência geotécnica admissível da estaca dividida pelo recalque correspondente. Na Tabela A.5 estão representados: a cota de arrasamento, que é onde se inicia o fuste da estaca, o comprimento do fuste adotado para a estaca a partir do perfil do solo, a capacidade geotécnica calculada, o recalque estimado e o coeficiente de mola correspondente.

Tabela A.5 - Cálculo do coeficiente de mola k

| Perfil do solo | Cota arrasamento (m) | L_{fuste} (m) | R_{adm} (kN) | δ (mm) | k (kN/mm) |
|----------------|----------------------|------------------------|-----------------------|---------------|------------|
| a | -1,0 | 9,0 | 1311 | 2,9 | 458 |
| b | -1,0 | 8,0 | 1255 | 4,7 | 265 |
| c | -1,0 | 16,0 | 1138 | 6,3 | 182 |
| d | -1,0 | 18,0 | 1097 | 6,2 | 177 |
| média | | | | | 270 |

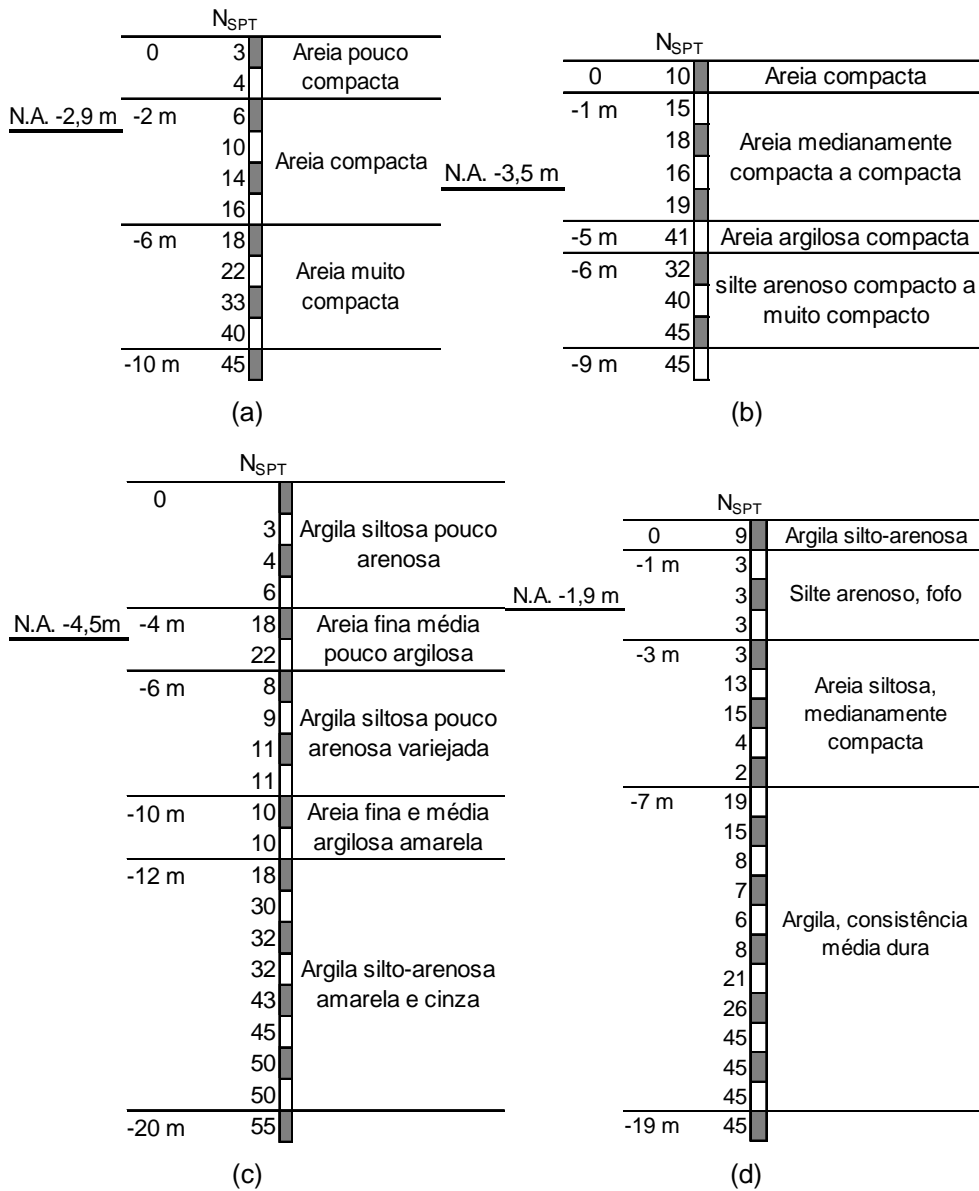


Figura A.4 - Perfis de solo: Solo (a); Solo (b); Solo (c); Solo (d)