

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - Mestrado

DANICLER BAVARESCO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE
FUNDAÇÃO DESTINADOS AO APOIO DE PILARES DE
GEOMETRIA COMPLEXA**

MARINGÁ

2016

DANICLER BAVARESCO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE
FUNDAÇÃO DESTINADOS AO APOIO DE PILARES DE
GEOMETRIA COMPLEXA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza

**MARINGÁ
2016**

DANICLER BAVARESCO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO
DESTINADOS AO APOIO DE PILARES DE GEOMETRIA COMPLEXA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Aprovada em ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof.º Dr. Rafael Alves de Souza– Orientador - UEM

Prof.ºDr. Romel Dias Vanderlei - UEM

Prof.º Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera - UFU

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a capacidade e a oportunidade de escolher e trilhar meus caminhos.

À Universidade Estadual de Maringá por proporcionar a oportunidade tanto da minha graduação quanto desta Especialização.

A minha esposa Naiara pelo constante apoio e incentivo ao longo desta caminhada e que de forma especial e carinhosa me deu força e coragem, me apoiando nos momentos de dificuldades.

Aos meus pais que se dedicaram à minha educação e fizeram a diferença na formação de minha personalidade.

Ao Professor Rafael pela orientação, dedicação, paciência e, principalmente pela amizade durante todo o processo que começou ainda nas disciplinas da graduação, passando pela orientação de meu TCC e agora também desta dissertação.

Ao Flávio Yoshida por me permitir dar este passo importante em minha carreira.

A todos os professores e funcionários do PCV, que foram tão significantes na minha formação acadêmica.

A todos os colegas do curso pela amizade e apoio que sempre manifestaram durante a convivência ao longo destes anos.

A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo.

Albert Einstein.

RESUMO

O modelo cada vez mais empregado no dimensionamento de blocos de fundação é o Método das Bielas. Este utiliza um carregamento de pilar quadrado centrado e não é comprovado para os casos de blocos suportando pilares de geometria complexa como ocorre em pilares-parede, blocos de elevadores, caixas de escada, núcleos rígidos de edifícios, etc. Nesses casos, os profissionais acabam fazendo a simplificação do formato complexo para uma seção quadrada de área equivalente. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo estudar o comportamento de blocos de fundação sobre estacas que recebem pilares de geometria complexa, por meio do Método das Bielas, e realizar uma proposta de abordagem para o dimensionamento destes casos. Para isso foram estudados, por meio de elementos finitos, três geometrias de pilares, em duas configurações de bloco. Na análise dos diferentes pilares constatou-se que a consideração de geometria complexa gerou uma distribuição mais homogênea dos esforços, resultando em campos de tração inferiores quando comparados à seção quadrada equivalente. Desse modo, as estruturas estudadas corroboraram para a aceitação da simplificação da geometria do pilar complexo por pilar de seção quadrada equivalente, visto terem conduzido para um dimensionamento a favor da segurança.

Palavras-chave: Método das Bielas. Bloco sobre estacas. Geometria do Pilar.

ABSTRACT

The model increasingly used in the design of pile cap is the struts and tie method. This use the load of a centered rectangular column and is unproven for blocks supporting column of complex geometry as in-wall columns, elevators blocks, stairwells, hard core of buildings, etc. In such cases, professionals end up making the simplification of the complex shape using a square section of equivalent area. In this context, the present work aims to study the pile cap behavior that receive load of complex geometry column, by the method of strut and tie and make a proposed approach for the design of these cases. To this were studied by finite element method three geometries of columns, in two block configurations. The analysis of different columns shows that the consideration of complex geometry generated a more homogeneous efforts distribution, resulting in lower tensile field when compared to equivalent square section. Thus, the studied structures confirmed the acceptance of simplifying the complex geometry of the column by column of square section equivalent, since they have led to a sizing in favor of safety.

Key-words: Strut and tie model. Pile cap. Geometry of Columns.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esquema de bloco sobre estacas	12
Figura 1.2 – Esboço de bloco sobre 4 estacas de Blevot e Frémy (1967) visualização tridimensional da treliça clássica.	15
Figura 1.3 – Exemplos de geometria complexa de pilares	15
Figura 2.1 – Identificação de escoras, tirantes e nós	18
Figura 2.2 – Situações típicas de regiões “D”	19
Figura 2.3 – Tipos de escoras	21
Figura 2.4 – Identificação dos elementos da treliça e tipologia dos nós	22
Figura 2.5 – Fotos de blocos ensaiados por Blevot e Frémy	23
Figura 2.6 – Configurações de blocos sobre três estacas estudados	24
Figura 2.7 – Configurações de blocos sobre quatro estacas estudados	25
Figura 2.8 – Situação esquemática dos blocos de duas, três e quatro estacas	27
Figura 2.9 – Esquema de bloco sobre uma estaca	28
Figura 2.10 – Exemplo de distância entre face das estacas e do bloco	29
Figura 2.11 – Exemplo de distância entre estacas	30
Figura 2.12 – Esquema de treliça interna para bloco sobre duas estacas	31
Figura 2.13 – Esquema de treliça interna para bloco sobre três estacas	32
Figura 2.14 – Esquema de treliça interna para bloco sobre quatro estacas	33
Figura 2.15 – Exemplo de estaqueamento simétrico	34
Figura 2.16 – Bloco exemplo de Pötzl (1993)	35
Figura 2.17 – Modelo de escoras e tirantes proposto por Pötzl (1993)	35
Figura 2.18 – Ancoragem com barras transversais soldadas (ABNT NBR 6118:2014).	37
Figura 2.19 – Bloco de pilar com geometria complexa estudado por Munhoz, Barros e Giongo (2010)	43
Figura 2.20 – Bloco estudado e simulações efetuadas por Oliveira, Barros e Giongo (2014)	45
Figura 3.1 – Esquema de blocos a serem estudados	47
Figura 3.2 – Características geométricas do pilar P01	49
Figura 3.3 – Características geométricas do pilar P02	49
Figura 3.4 – Características geométricas do pilar P03	50
Figura 3.5 – Características geométricas do bloco sobre nove estacas	51
Figura 3.6 – Características geométricas do bloco sobre cinco estacas	52
Figura 3.7 – Malha de elementos solid vista no plano X-Y	53
Figura 3.8 – Modelagem Bloco B0 para malha de 20x20x20cm	54
Figura 3.9 – Comparação das tensões de compressão na diagonal do bloco (MPa)	55
Figura 3.10 – Comparação das tensões de tração na base do bloco (MPa)	56
Figura 3.11 – Lançamento das estruturas a serem analisadas	57
Figura 3.12 – Planta das estrutura analisadas	58
Figura 3.13 – Campos de tensão ao longo do corte AA da estrutura B05P01	61
Figura 3.14 – Campos de tensão ao longo do corte BB e CC da estrutura B09P01	61
Figura 3.15 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P01	62
Figura 3.16 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P01	63
Figura 3.17 – Campos de tensão ao longo do corte DD da estrutura B05P02	64
Figura 3.18 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P02	65
Figura 3.19 – Evolução da formação das escoras da estrutura B05P02	66
Figura 3.20 – Campos de tensão ao longo dos cortes EE,FF e GG da estrutura B09P02	67
Figura 3.21 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P02	68
Figura 3.22 – Evolução da formação das escoras da estrutura B09P02	69

Figura 3.23 – Campos de tensão ao longo do corte HH, II e JJ da estrutura B05P03	70
Figura 3.24 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P03	71
Figura 3.25 – Evolução da formação das escoras da estrutura B05P03	72
Figura 3.26 – Campos de tensão ao longo dos cortes KK, LL, MM e NN da estrutura B09P03	73
Figura 3.27 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P03	74
Figura 3.28 – Evolução da formação das escoras da estrutura B09P03	75
Figura 3.29 – Regiões nodais das seis estruturas analisadas.	76
Figura 3.30 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P01	77
Figura 3.31 – Campos de tensão ao longo dos cortes aa, bb e cc da estrutura B05P01	78
Figura 3.32 – Determinação das forças de tração na seção de corte	79
Figura 3.33 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P02	81
Figura 3.34 – Comparação das tensões de tração nos blocos B05P01 e B05P02	82
Figura 3.35 – Campos de tensão ao longo dos cortes dd, ee, ff e gg da estrutura B05P02	83
Figura 3.36 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P03	85
Figura 3.37 – Comparação das tensões de tração nos blocos B05P01, B05P02 e B05P03	85
Figura 3.38 – Campos de tensão ao longo dos cortes hh, ii, jj e kk da estrutura B05P03	87
Figura 3.39 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P01	88
Figura 3.40 – Campos de tensão ao longo dos cortes ll, mm, nn e oo da estrutura B09P01	89
Figura 3.41 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P02	90
Figura 3.42 – Comparação das tensões de tração nos blocos B09P01 e B09P02	91
Figura 3.43 – Campos de tensão ao longo dos cortes pp, qq, rr e ss da estrutura B09P02	92
Figura 3.44 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P03	93
Figura 3.45 – Comparação das tensões de tração nos blocos B05P01, B05P02 e B05P03	94
Figura 3.46 – Campos de tensão ao longo dos cortes tt, uu, vv e ww da estrutura B09P03	95
Figura 4.1 – Esquema de treliça interna para bloco B05P01 pela regra de 4/5 da carga	100
Figura 4.2 – Armação da base da estrutura B05P01 pela regra de 4/5 da carga	102
Figura 4.3 – Armação da base da estrutura B05P01 pela análise das tensões	104
Figura 4.4 – Posição das armaduras em relação as tensões de tração da base	106
Figura 5.1 – Armação definida para a base da estrutura B05P01 pela regra de 4/5 da carga	111
Figura 5.2 – Relação de triângulos para as escoras do bloco sobre cinco estacas	113
Figura 5.3 – Desenvolvimento das escoras e tirantes	114
Figura 5.4 – Desenvolvimento das escoras e tirantes	115
Figura 5.5 – Armação da base do bloco B09 por escoras e tirantes	117
Figura 5.6 – Desenvolvimento das escoras e tirantes para a escora Cd2	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Comparação das reações de apoio das duas malhas testadas	54
Tabela 3.2 – Peso próprio da estrutura modelada	55
Tabela 3.3 – Comparação entre carga aplicada e reações	57
Tabela 3.4 – Reação de apoio em cada estaca para o bloco B05 para as três simulações	59
Tabela 3.5 – Reação de apoio em cada estaca para o bloco B09 para as três simulações	59
Tabela 3.6 – Força de tração ao longo da estrutura B05P01	79
Tabela 3.7 – Forças de tração ao longo da estrutura B05P02	84
Tabela 3.8 – Força de tração ao longo da estrutura B05P03	86
Tabela 3.9 – Forças obtidas ao longo do bloco B05	86
Tabela 3.10 – Variação das forças na base dos blocos dos Pilares P02 e P03 em relação ao P01 para o bloco com cinco estacas	88
Tabela 3.11 – Força de tração ao longo da estrutura B09P01	90
Tabela 3.12 – Força de tração ao longo da estrutura B09P02	93
Tabela 3.13 – Força de tração ao longo da estrutura B09P03	96
Tabela 3.14 – Forças obtidas ao longo das estruturas B09	96
Tabela 3.15 – Variação das forças na base dos blocos dos Pilares P02 e P03 em relação ao P01 para o bloco com nove estacas	97
Tabela 4.1 – Maior força de tração obtida ao longo de um metro da base	103
Tabela 4.2 – Cálculo da armação das estruturas estudadas	103
Tabela 4.3 – Armaduras laterais e superiores das estruturas estudadas	104
Tabela 4.4 – Área de aço necessária ao longo da base da estrutura B05P01	105
Tabela 4.5 – Comparação da Armação principal das estruturas B05	107
Tabela 4.6 – Comparação da Armação principal das estruturas B09	107
Tabela 5.1 – Área de aço necessária ao longo da base da estrutura B09P01	117

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1 – Alguns trabalhos de bloco sobre estacas a partir do ano 2000.

14

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS.....	16
1.1.1	Objetivo geral.....	16
1.1.2	Objetivos específicos.....	17
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1	MÉTODO DAS BIELAS.....	18
2.1.1	Escoras.....	21
2.1.2	Regiões nodais.....	22
2.2	CONTRIBUIÇÕES DE BLEVOT E FRÉMY (1967).....	22
2.3	CONCEPÇÃO DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO	27
2.3.1	Altura de bloco	27
2.3.2	Distância entre a face da estaca e as faces do bloco.....	29
2.3.3	Espaçamento entre estacas	29
2.4	OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS NOS MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES..	30
2.5	ARMAÇÃO DE BLOCOS SOBRE ESTACA E RECOMENDAÇÕES	36
2.6	OBTENÇÃO DE MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES VIA MEF	39
2.7	PESQUISAS CORRELATAS	40
2.7.1	Munhoz, Barros e Giongo (2010).....	42
2.7.2	Oliveira, Barros e Giongo (2014).....	44
3	ANÁLISES NUMÉRICAS DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO INVESTIGADOS	47
3.1	DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE ESTUDO	48
3.2	DISCRETIZAÇÃO DA MALHA.....	54
3.3	LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS E VALIDAÇÃO.....	56
3.4	ANÁLISE DOS ESFORÇOS.....	58
3.4.1	Campos de tensão de compressão	60
3.4.2	Regiões nodais.....	75
3.4.3	Campos de tensão de tração	76

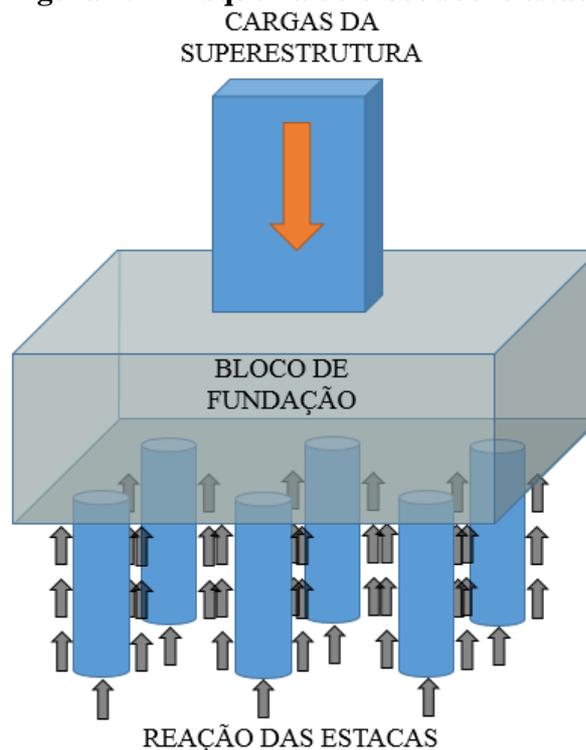
4	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO INVESTIGADOS .98
4.1	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS VIA FORMULAÇÃO ANALÍTICA 99
4.2	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS VIA ANÁLISE NUMÉRICA 102
4.3	COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES ANALÍTICAS E NUMÉRICAS 105
4.3.1	Regra dos 4/5 da carga total X campos de tensões obtidos por MEF 105
4.3.2	Pilar de geometria complexa X pilar de seção quadrada..... 107
5	ESTRATÉGIAS DE DIMENSIONAMENTO DO BLOCOS DE FUNDAÇÃO SUPPORTANDO PILARES COMPLEXOS 109
6	CONCLUSÕES 120
	REFERÊNCIAS 122
	APÊNDICE A – Detalhamento do bloco B05P01 pela análise de campos de tensões... 124
	APÊNDICE B – Detalhamento do bloco B05P01 por Escoras e Tirantes..... 125
	APÊNDICE C – Detalhamento do bloco B09P01por Escoras E Tirantes..... 126

1 INTRODUÇÃO

As cargas provenientes de uma edificação podem ser transmitidas ao terreno por meio de fundação direta (superficial) ou indireta (profunda). Quando o maciço de solo resiste aos esforços transmitidos por pressões distribuídas sob a base da fundação tem-se o sistema de fundação direta. Não sendo possível essa configuração, faz-se a utilização de elementos de estaca e/ou tubulões que vão conduzir essas cargas de fundação por atrito lateral e/ou resistência de ponta, ao maciço de solo.

Quando da utilização de fundação profunda, são usados blocos de fundação que são os elementos volumétricos localizados nas bases dos pilares responsáveis por transmitir esses esforços da superestrutura às estacas ou tubulões, como ilustra a Figura 1.1.

Figura 1.1 – Esquema de bloco sobre estacas



O bloco de fundação é um elemento de extrema importância para a solidez e a segurança das estruturas e que, devido sua localização enterrada, acabam por ser um elemento de difícil inspeção e monitoramento. Por esses motivos vem recebendo cada vez mais estudos sobre seu comportamento perante os esforços submetidos e, dessa forma, gerando-se modelos físicos cada vez mais realistas.

Na literatura, diversas normas destacam o assunto de bloco sobre estaca:

- a) Canadense CSA A23.3-04 (2004);
- b) Espanhola EHE-08 (2008);
- c) Eurocode 2 (1992);
- d) Brasileira ABNT NBR 6118:2014.

Algumas normas ainda recomendam a utilização da Teoria da Flexão para o dimensionamento de blocos de fundação, onde o bloco assume um comportamento de viga entre as estacas, porém, com o aumento no número de estudos, está se consolidando cada vez mais a aplicação do Método das Bielas (ou modelo de Escoras e Tirantes), principalmente para os casos das chamadas regiões “D”, onde a Hipótese de Bernoulli (seções planas permanecem planas após a flexão do elemento) não é válida, a saber:

- “Os resultados de estudos experimentais têm demonstrado que o modelo de bielas e tirantes é o método de cálculo mais apropriado para blocos rígidos sobre estacas em comparação com o método do ACI 318 (1983)” (MIGUEL, 2000, p. 45);

- “A utilização do Método das Bielas acoplado ao Método dos Elementos Finitos parece ser a melhor estratégia para o dimensionamento e verificação de estruturas complexas.” (SOUZA, 2004, p 387).

- “As instruções normativas mais recentes têm acenado para utilização de modelos de bielas e tirantes tridimensionais para o projeto de blocos rígidos sobre estaca” (MUNHOZ, 2014, p. 51);

- “É permitida a análise da segurança no estado-limite último de um elemento estrutural, ou de uma região “D” contida neste elemento, através de uma treliça idealizada, composta por bielas, tirantes e nós.” (ABNT NBR 6118: 2014, p. 180);

A ABNT NBR 6118, em sua última versão de 2014, passou a adotar a Método das Bielas para o dimensionamento de elementos especiais, como é o caso de bloco de fundação, fazendo com que esse método passe a fazer parte do cotidiano dos escritórios de projetos estruturais.

Por se tratar de um elemento tridimensional, seu funcionamento é complexo e a transmissão dos esforços da base do pilar até o topo das estacas/tubulões vem sendo amplamente estudada, dentro dos quais pode-se citar (Quadro 1.1):

Quadro 1.1 – Alguns trabalhos de bloco sobre estacas a partir do ano 2000.

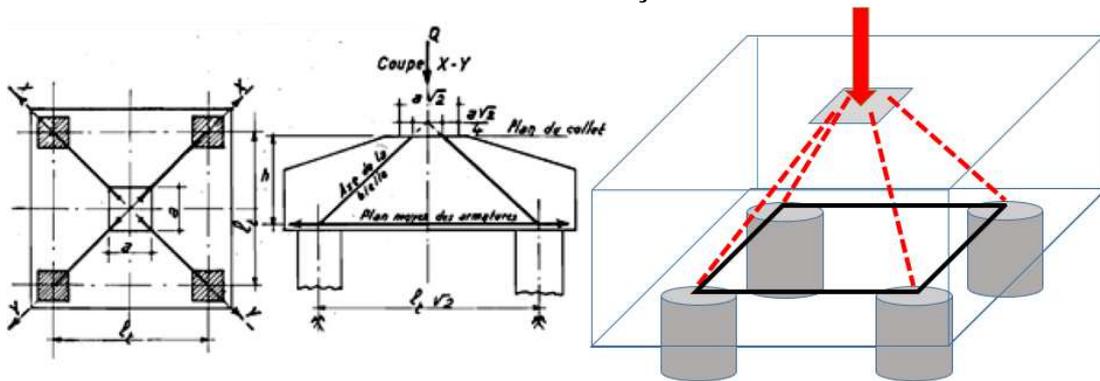
ANO	AUTORE(S)	TÍTULO
2000	Iturrioz, I.; D'Avila, V. M. R.; Raush, A.	Análise experimental computacional de um bloco de estacas de concreto armado.
2000	Miguel, G. M.	Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas.
2004	Munhoz, F. S.; Giongo, J. S.	Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada.
2004	Munhoz, F. S.; Delalibera, R. G.; Giongo, J. S.	Avaliação da rigidez de blocos de coroamento em estaqueamentos paralelos com ações verticais excêntricas.
2004	Souza, R. A.	Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades.
2006	Delalibera, R. G.	Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidas à ação de força centrada e excêntrica.
2006	Santos, D.; Giongo, J. S.	Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes.
2007	Campos, L. A.	Análise experimental de bloco de fundação sobre duas estacas, sob carga centrada, para estruturas pré-fabricada.
2007	Ramos, F. A. C.	Análise numérica de blocos sobre dez estacas: cálculo das reações de apoio.
2008	Voon, K. C.; Ingham, J. M.	Experimental in-plane strength investigation of reinforced concrete masonry walls with openings.
2009	Barros, R.; Giongo, J. S.	Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento.
2009	Oliveira, L. M.; Della Bella, J. C.	Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas.
2010	Prado, E. S. Aparecido, A.; Sales, M. M.	Análise de blocos de concreto armado sobre estacas.
2010	Marek Filho, C. A.; Giongo, J. S.	Análise do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice embutido.
2010	Munhoz, F. S.; Barros, R.; Giongo, J. S.	Análise do comportamento de um bloco de concreto armado sobre seis estacas para um pilar com seção transversal composta de retângulos.
2011	Buttignol, T. E. T.	Análise Computacional de blocos sobre estacas.
2011	Lyra, P. H.	Modelagem numérica de estruturas de concreto armado utilizando o programa Atena.
2011	Pagnussat, R.; Giongo, J. S.	Análise numérica do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice parcialmente embutido: estudos de casos reais.
2012	Tanno, D. C. S.	Blocos de concreto sobre estacas posicionadas nas divisas de terrenos: estudo analítico e análise numérica linear.
2013	Oliveira, D. S.; Giongo, J. S.	Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas.
2014	Munhoz, F. S.	Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura.
2014	Oliveira, D. S.; Barros, R.; Giongo, J. S.	Blocos de concreto armado sobre seis estacas: Simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes.

A maioria dos trabalhos desenvolvidos aborda a análise de blocos que recebem carregamentos de sessões retangulares ou quadradas, e são poucos os estudos que analisam pilares de geometria complexa como ocorre em pilares-parede, caixas de elevadores, caixas de escada, núcleos rígidos de edifícios, etc.

A base da maioria dos modelos de dimensionamento de bloco de fundação é a teoria de Blevot e Frémy(1967), que utiliza no dimensionamento dos elementos um carregamento

aplicado de forma centrada em pilares de seção quadrada. A Figura 1.2 ilustra o modelo de treliça tridimensional proposto por Blevot e Frémy (1967) para bloco de quatro estacas e seu modelo tridimensional.

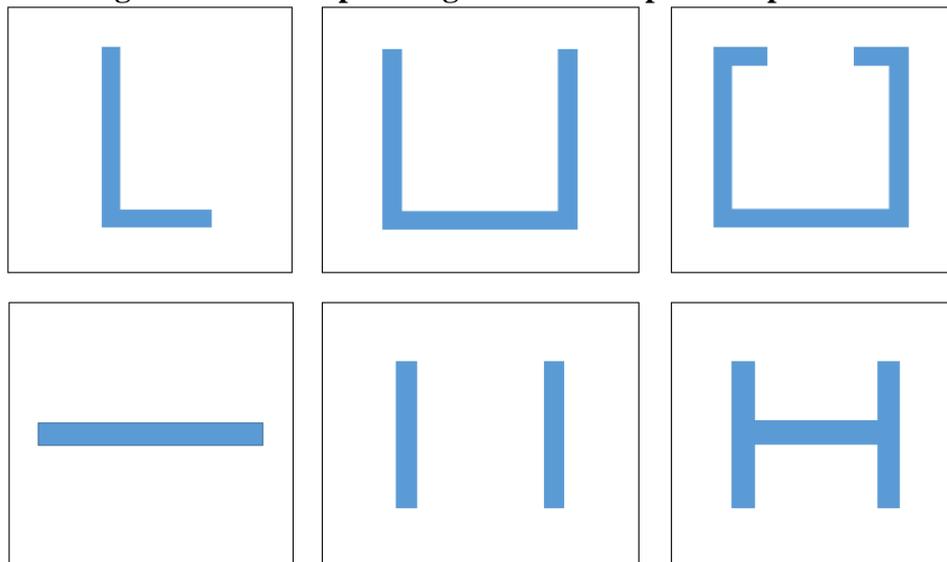
Figura 1.2 – Esboço de bloco sobre 4 estacas de Blevot e Frémy (1967) visualização tridimensional da treliça clássica.



Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967)

Ocorre que este modelo é questionável para os casos de pilares com geometria complexa, pois necessitam de uma modificação da treliça clássica. A Figura 1.3 apresenta algumas dessas geometrias possíveis para os pilares, onde a complexidade é maior que a do pilar quadrado assumido por Blevot e Frémy (1967).

Figura 1.3 – Exemplos de geometria complexa de pilares



Os principais programas dos escritórios de cálculo estrutural não abordam o dimensionamento desse tipo de problema. Desse modo, há a necessidade do profissional

recorrer à outras ferramentas computacionais, dimensionar essas estruturas pelo desmembramento da geometria do pilar de forma empírica ou simplificar a geometria dos pilares por uma área de seção quadrada equivalente, princípio este utilizado por muitos engenheiros quando do uso de softwares de cálculo de blocos de fundação como por exemplo: TQS, Altoqi Eberick e CypeCad.

Neste contexto fica a questão: “Como abordar o dimensionamento de bloco sobre pilares de geometria complexa usando uma teoria que não é representativa nestas condições?”

Outra simplificação, proposta na teoria de Blevot e Frémy (1967) nos modelos de escoras e tirantes, e muito usado no dimensionamento de elementos de fundação, é a consideração do cálculo de blocos sobre cinco estacas com o uso da formulação analítica do bloco de quatro estacas submetidos a uma força de $4/5$ da carga total. Devido a conjuntura das análises dos blocos permitir tal verificação, esta simplificação também foi investigada no presente trabalho.

Neste contexto, o presente estudo justifica-se, uma vez que os blocos de fundação são de extrema importância como elementos estruturais; a formação das escoras e tirantes no interior de blocos de fundação tridimensionais com carregamento não centrado ser pouco conhecida, havendo uma lacuna nessa área de estudo; os modelos conceituais de escoras e tirantes em blocos de fundação são para estruturas com carregamento retangular e a simplificação de geometria de pilares para a utilização de tais modelos ser questionável.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Estudar o comportamento de blocos de fundação sobre estacas que recebem pilares de geometria complexa, por meio do Método das Bielas, e propor uma abordagem de dimensionamento destes casos, de forma a auxiliar os profissionais quando do dimensionamento de seus problemas reais.

1.1.2 Objetivos específicos

- Obter o fluxo de tensões em blocos de fundação de pilares de geometria complexa por meio de software de elementos finitos;
- Analisar a formação das escoras e tirantes, identificando os elementos da treliça interna, para os exemplos estudados;
- Dimensionar os blocos de fundação utilizando a abordagem proposta;
- Verificar se o dimensionamento proposto pela teoria clássica do bloco sobre cinco estacas com a utilização de 4/5 do carregamento é adequado;
- Comparar os resultados da simulação de pilar com geometria complexa com os resultados obtidos por simulação de pilar de seção quadrada equivalente, observando desta forma se a simplificação é representativa e pode ser utilizada;
- Propor estratégias de como dimensionar os blocos de fundação dos pilares com geometria complexa com o uso do Método das Bielas.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

No Capítulo 1 fez-se uma introdução sobre este trabalho, foram apresentadas as justificativas e definidos os objetivos.

No Capítulo 2 apresenta-se a revisão da literatura, destacando o Método das Bielas, as formulações clássicas de Blevot e Frémy, aspectos importantes sobre blocos de fundação e alguns trabalhos correlatos.

O Capítulo 3, por sua vez, descreve a metodologia aplicada para se atingir os objetivos.

O Capítulo 4 é composto pelo desenvolvimento desta dissertação no qual, por meio da metodologia definida, obteve-se os resultados, realizou-se a análise e foram feitas as discussões para atendimento dos objetivos.

Já no Capítulo 5 estão as conclusões obtidas para o presente estudo.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Primeiramente é abordado o Método das Bielas, apresenta-se sua conceituação, a abordagem da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 e as contribuições de Blevot e Frémy (1967). Posteriormente é exposto sobre a geometria de blocos de fundação e a determinação de esforços e recomendações quanto a armação. Ao final é abordado sobre modelagem computacional e comenta-se sobre alguns trabalhos que tiveram enfoque correlacionado a esta problemáticas.

2.1 MÉTODO DAS BIELAS

O princípio do método para análise de concreto armado remonta à “Analogia de Treliça” de Ritter e Morsch do final dos anos 1890 e início do século 20.

Segundo Souza (2004), a generalização da analogia de treliça convencionou-se como Método das Bielas, sendo este refinado por pesquisadores como Kupfer (1964), Rüschi (1964), Leonhardt (1965), Thürlimann (1979), Chen (1982), Nielsen (1984) e Marti (1985a, 1985b).

A norma ABNT NBR 6118:2014 permite a análise da segurança no estado limite último de um elemento estrutural, ou de uma região “D” contida neste elemento, por meio de um modelagem de escoras e tirantes compondo uma treliça idealizada formada por elementos de compressão (escoras), elementos de tração (tirantes) e elementos de transmissão das forças (nós), conforme esquema da Figura 2.1.

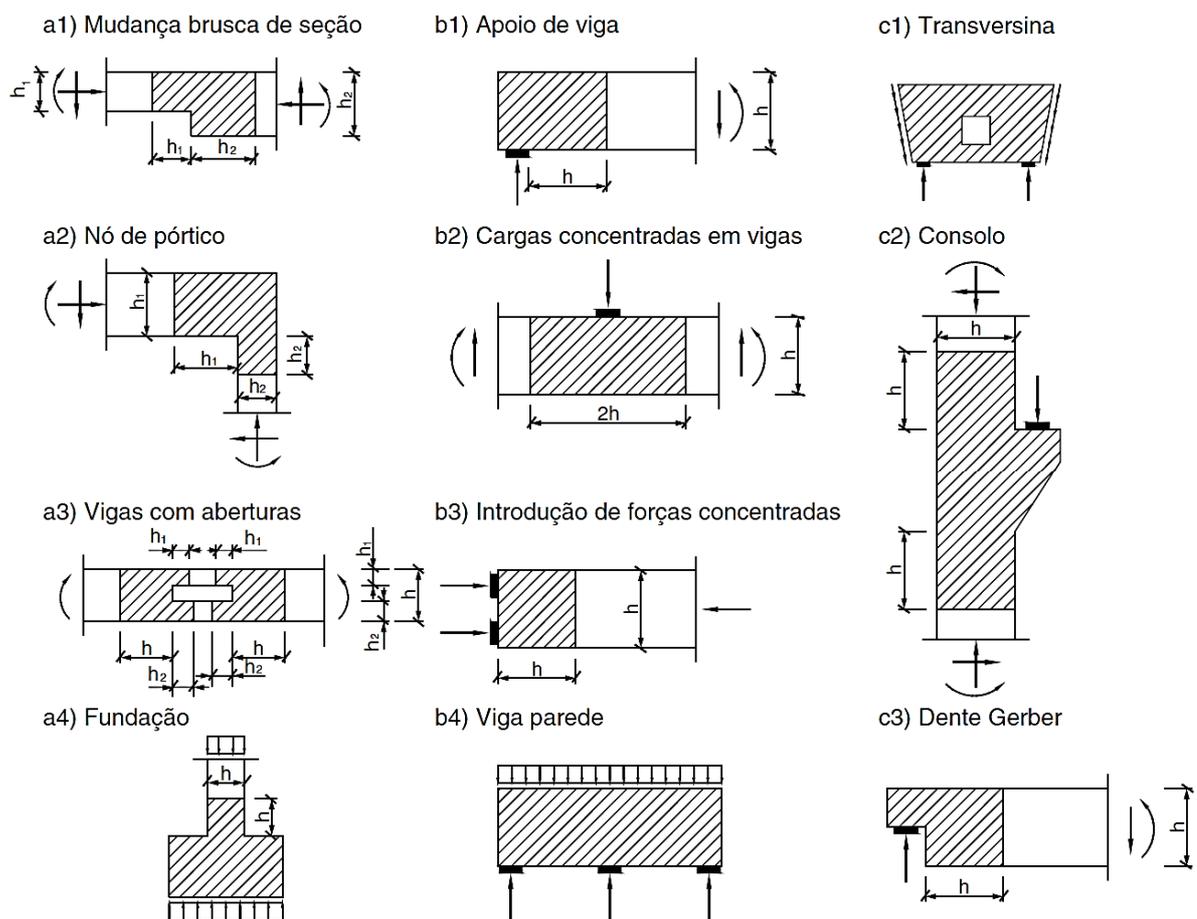
Figura 2.1 – Identificação de escoras, tirantes e nós



A norma brasileira em seu texto apresenta a terminologia Método de Bielas e Tirantes. Entretanto, conceitualmente, o termo biela representa tanto elementos submetidos a tração quanto a compressão, fazendo com que a expressão “Biela e Tirante” não seja a mais adequada e, por isso, neste trabalho a nomenclatura utilizada é Método das Bielas ou Modelo de Escoras e Tirantes.

As regiões “D” são aquelas em que a hipótese de Bernoulli de que “seções planas permanecem planas após a deflexão” não ocorre. As seções em que a hipótese é válida são chamadas de regiões “B”. A norma considera o limite entre seções “B” e “D” como sendo a distância de h (altura da seção transversal) da seção efetiva da descontinuidade. Algumas situações típicas podem ser visualizadas na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Situações típicas de regiões “D”



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Devido a sua geometria, os blocos de fundação sobre estacas são considerados regiões “D”, sendo permitido pela norma a aplicação do Método das Bielas.

A treliça idealizada é isostática ou hiperestática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, previamente obtidas por meio de uma análise linear ou não linear, formando um sistema auto equilibrado. Quando da geração do modelo, também podem ser criadas regiões nodais internas da estruturas, formadas no encontro dos elementos da treliça, como será visto em tópico adiante.

A norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda ângulo de inclinação das escoras entre 29,7° a 63,5° em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. Com base nos esforços obtidos da treliça são feitas as verificações das escoras e nós e o dimensionamento dos tirantes.

Para a verificação de tensões de compressão máximas nas escoras e regiões nodais tem-se os seguintes parâmetros:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.1)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.2)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.3)$$

em que: f_{cd1} : tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente escoras de compressão (nós CCC);

f_{cd2} : tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT);

f_{cd3} : tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas, em nós onde conflui um tirante tracionado (nós CCT);

α_{v2} : coeficiente $1 - f_{ck}/250$ sendo f_{ck} em megapascal (MPa);

f_{ck} : resistência característica do concreto;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto a compressão sendo f_{ck}/γ_c ;

γ_c : coeficiente minorador da resistência.

A área de aço a ser aplicada em cada tirante é dada por:

$$A_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} \quad (2.4)$$

em que: A_S : Armadura do tirante;
 F_{Sd} : valor de cálculo da força de tração determinada no tirante;
 f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço.

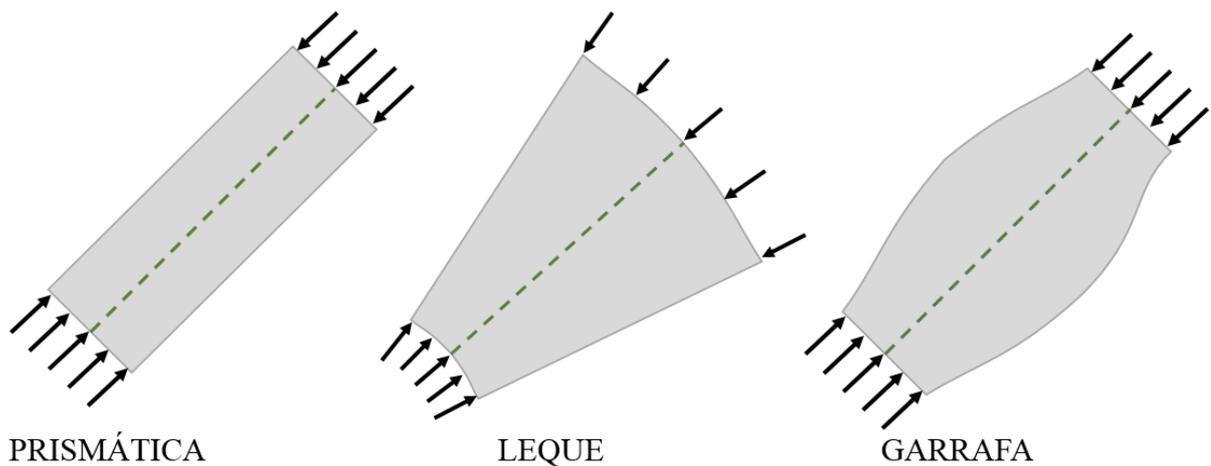
Os nós CCC são aqueles em que nele se apresentam apenas forças de compressão equilibradas. Nós do tipo CCT são aqueles que ancoram barras tracionadas em uma direção. Quando o nó ancora barras em duas direções passa a ser do tipo CTT. Já no caso em que há barras em mais de duas direções o nó é do tipo TTT.

2.1.1 Escoras

Como visto, as escoras são os elementos da treliça que vão resistir as tensões de compressão e, dependendo de sua geometria, podem assumir três configurações, sendo elas (Figura 2.3):

- Escora prismática;
- Tipo leque;
- Tipo garrafa.

Figura 2.3 – Tipos de escoras



A escora prismática apresenta campo de tensões sem perturbação, já a de tipo leque desenvolve um campo radial, e ambas não desenvolvem tensões de tração, podendo ser verificado as tensões resistente máxima como sendo f_{cd1} .

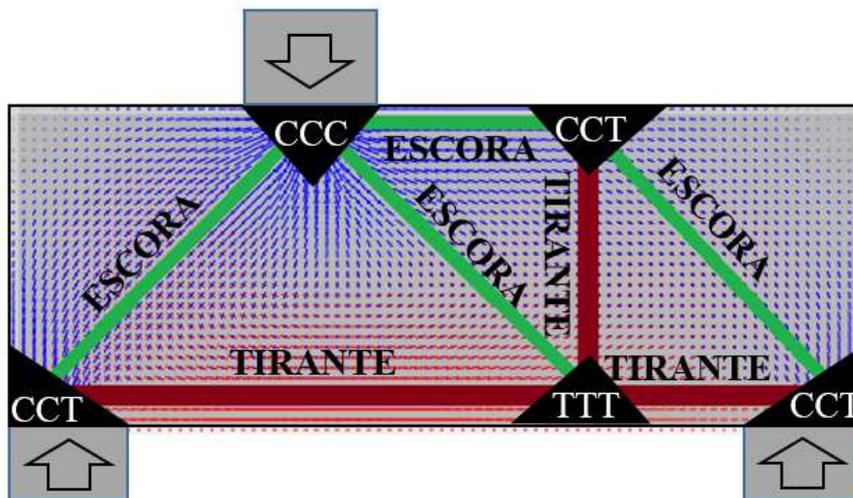
Já a escora do tipo garrafa, por desenvolver um campo de tensão curvilíneo, gera tensões de tração transversais à linha da escora, podendo resultar em fissuras longitudinais, devendo então, para este caso, ser verificada as tensões máximas como sendo f_{cd2} .

2.1.2 Regiões nodais

Os nós interligam as escoras e tirantes, recebem as forças concentradas aplicadas ao modelo e ao seu entorno existirá um volume de concreto, designado como zona nodal. Nestas regiões deve ser verificada a resistência necessária para a transmissão das forças entre os elementos, conforme designação da ABNT NBR 6118:2014.

A resistência do nó é afetada pelo número de tirantes que confluem para a região, sendo que, quanto maior a quantidade, maiores são as tensões de tração no elemento, resultando em uma menor resistência. A Figura 2.4 apresenta uma modelagem com a identificação dos elementos e tipologia dos nós segundo a ABNT NBR 6118:2014.

Figura 2.4 – Identificação dos elementos da treliça e tipologia dos nós



2.2 CONTRIBUIÇÕES DE BLEVOT E FRÉMY (1967)

Blevot e Frémy (1967) publicaram os resultados dos 116 ensaios realizados em blocos de duas, três e quatro estacas submetidos a força centrada que teve como objetivo estudar o comportamento do modelo de treliça e a influência de diferentes arranjos de armaduras na ruína e fissuração.

Este trabalho é considerado por muitos autores a base da maioria das formulações para dimensionamento de bloco sobre estacas (Miguel, 2000; Souza, 2004; Delalibera, 2006), tendo sido realizado em modelos reduzidos com fator de escala de 1/2 e 1/3 e em protótipos. A Figura 2.5 apresenta algumas fotos dos ensaios.

Figura 2.5 – Fotos de blocos ensaiados por Blevot e Frémy



Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967)

O bloco sobre duas estacas recebia carga de um pilar quadrado e sua variação de armação foi com a utilização de barras lisas com ganchos e barras retas com mossas. Na observação dos ensaios os autores constataram a ocorrência de fissuras antes da ruína e a ruptura foi por esmagamento da escora de concreto junto ao pilar e à estaca. Para os casos de armação sem ganchos, notou-se o escorregamento na ancoragem das barras, o que não ocorreu para as barras lisas com gancho.

Nos resultados de Blevot e Frémy (1967), a tensão de compressão na escora junto ao pilar excedeu em cerca de 40% à resistência característica do concreto, já para a força na armadura o valor foi de 15% acima do valor recomendado pelo cálculo.

Com as análises, os autores recomendaram que a inclinação das escoras devesse ficar entre 45° a 55°. Como limitações para as tensões do concreto junto ao pilar e junto à estaca os autores propuseram (Equação 2.5 e 2.6):

$$\sigma_b = \frac{Q}{B \times \text{sen}^2\theta} < 0,6 \times \sigma_i \quad (2.5)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{Q}{2 \times B_1 \times \text{sen}^2\theta} < 0,6 \times \sigma_i \quad (2.6)$$

em que: σ_b : Tensão da escora junto ao pilar;

B : Área da seção do pilar;

θ : Inclinação do eixo da escora fictícia na teoria simplificada em relação à horizontal;

σ_i : Resistência à compressão medida em corpo de prova cilíndrico.

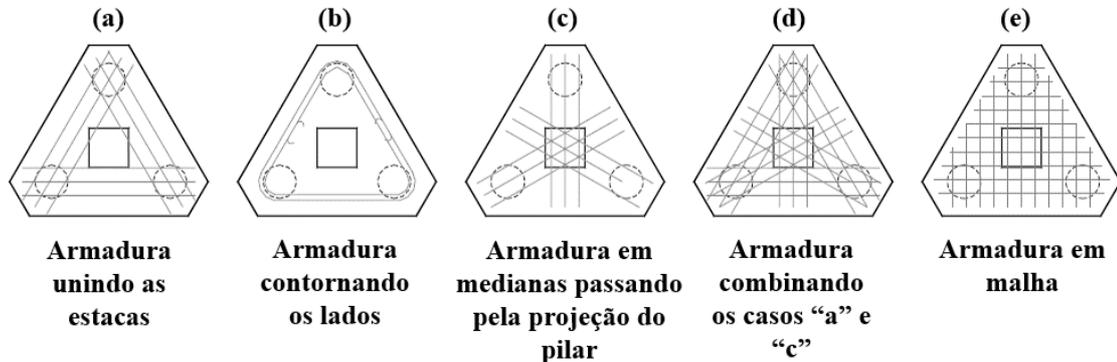
σ_{b1} : Tensão da escora junta à estaca;

Q : Força de compressão aplicada sobre o pilar;

B_1 : Área da seção de uma estaca;

Para os ensaios com três estacas foram utilizados cinco arranjos de armaduras, conforme Figura 2.6.

Figura 2.6 – Configurações de blocos sobre três estacas estudados



As configurações “a”, “b” e “d” proporcionaram boa eficiência, já o arranjo, “c” e “e” apresentaram força última menores do valor calculado. Com relação à fissuração, as disposições “a” e “b” apresentaram melhor comportamento, com relação às faces laterais, mas ruim para a face inferior do bloco.

A ruína dos blocos ocorreu com fissuras partindo das estacas. Para os modelos com ângulos de inclinação das escoras entre 40° e 55° , os valores de força de ruína obtidos pelo método das bielas é menor que os valores de ensaio e não houve ruína por punção, sendo que em todos os casos ocorreram após o escoamento da armadura principal. Já os demais ângulos foram contrários à segurança, demonstrando que o método não apresenta segurança para escoras com inclinação fora desta faixa.

Para o caso de três estacas, os autores propuseram as seguintes limitações para as tensões do concreto junto ao pilar (Equação 2.7) e junto à estaca (Equação 2.8):

$$\sigma_b = \frac{Q}{B \times \text{sen}^2\theta} < 0,75 \times \sigma_i \quad (2.7)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{Q}{2 \times B_1 \times \text{sen}^2\theta} < 0,75 \times \sigma_i \quad (2.8)$$

em que: σ_b : Tensão da escora junto ao pilar;

Q : Força de compressão aplicada sobre o pilar;

B : Área da seção do pilar;

θ : Inclinação do eixo da escora na teoria simplificada em relação à horizontal;

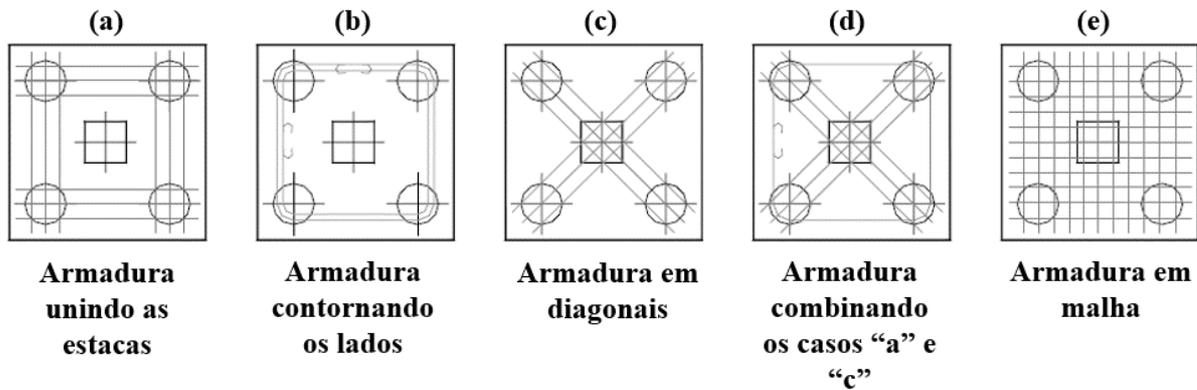
σ_i : Resistência à compressão medida em corpo de prova cilíndrico.

σ_{b1} : Tensão da escora junta à estaca;

B_1 : Área da seção de uma estaca;

As mesmas diretrizes de armaduras foram utilizadas também para a modelagem de blocos com quatro estacas, conforme Figura 2.7:

Figura 2.7 – Configurações de blocos sobre quatro estacas estudados



As disposições de armadura de “a” a “d” também se mostraram eficientes para o bloco com 4 estacas, já a armação em malha teve uma eficiência de 80%.

Com relação à fissuração, o modelo com armadura segundo as diagonais apresentou grande número de fissuras para forças reduzidas e na disposição contornando os lados apareceu fissuras na parte inferior, demonstrando a necessidade de se utilizar armadura secundária em malha.

Também nestes modelos foram observadas ruínas a partir de fissuras saindo da estaca e destacando parte do bloco, e não ocorreu ruína por punção. Os resultados dos modelos ensaiados foram coerentes com os teóricos dimensionados com o Método das Bielas.

Em relação à inclinação das escoras, observou-se a segurança com ângulos de inclinação das escoras entre 40° e 55°, igualmente ao bloco de 3 estacas. Neste caso, os autores propuseram as seguintes limitações para as tensões do concreto junto ao pilar (Equação 2.9) e junto à estaca (Equação 2.10):

$$\sigma_b = \frac{Q}{B \times \text{sen}^2\theta} < 0,90 \times \sigma_i \quad (2.9)$$

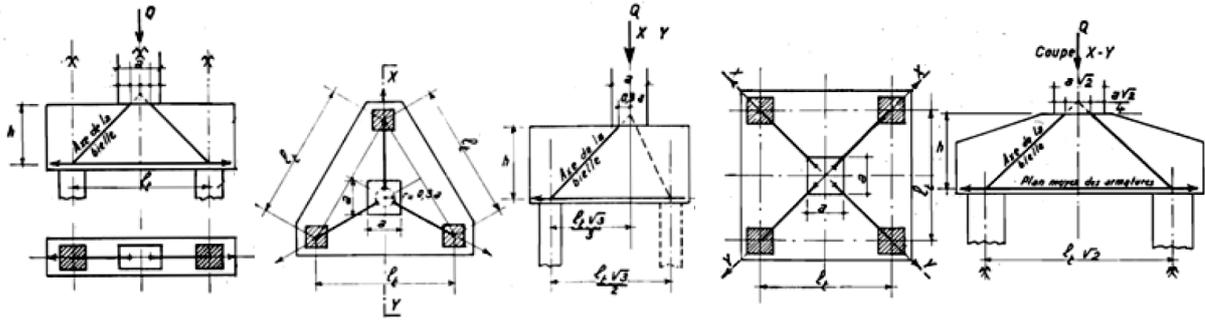
$$\sigma_{b1} = \frac{Q}{2 \times B_1 \times \text{sen}^2\theta} < 0,9 \times \sigma_i \quad (2.10)$$

em que: σ_b : Tensão da escora junto ao pilar;
 Q : Força de compressão aplicada sobre o pilar;
 B : Área da seção do pilar;
 θ : Inclinação do eixo da escora fictícia na teoria simplificada em relação à horizontal;
 σ_{b1} : Tensão da escora junta à estaca;
 B_1 : Área da seção de uma estaca;
 σ_i : Resistência à compressão medida em corpo de prova cilíndrico (f_{cm}).

No caso de bloco sobre cinco estacas com disposição segundo os vértices e uma estaca central, Blevot e Frémy recomendam a utilização das expressões do bloco sobre estacas considerando a reação de 1/5 para cada estaca, ou seja, utilizando as mesmas expressões acima porém com a força de compressão Q substituída por $4/5Q$, sendo esta recomendação um dos objetivos de verificação deste trabalho.

As expressões em todos os casos supõem uma seção transversal do pilar (B) subdividida em “ x ” partes, sendo “ x ” a quantidade de estacas, e no centro de cada área sai a escora em direção a cada uma das estacas, formando assim a treliça proposta por Blevot e Frémy, como pode ser visto nos desenhos esquemáticos dos blocos de duas, três e quatro estacas extraídos do trabalho dos autores (Figura 2.8).

Figura 2.8 – Situação esquemática dos blocos de duas, três e quatro estacas



Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967)

Com base nos resultados, os pesquisadores apresentaram roteiros para o dimensionamento dos blocos sobre duas, três e quatro estacas, que é válido para blocos submetidos a forças centradas e com estacas espaçadas igualmente do centro, podendo ser extrapolado para cargas não centradas desde que considerando que todas as estacas fiquem submetidas à maior força transferida.

Observando os resultados percebe-se que seus coeficientes em relação aos atualmente empregados da NBR 6118:2014 são menos conservadores, utilizando até tensões no concreto maiores que a resistência a compressão característica (f_{ck}), o método proposto ainda não explorava as regiões nodais e calculava a treliça interna de forma simplificada. Contudo, esse método ainda é de extrema importância quando do dimensionamento de blocos de fundação, servindo de base para diversas outras formulações.

2.3 CONCEPÇÃO DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO

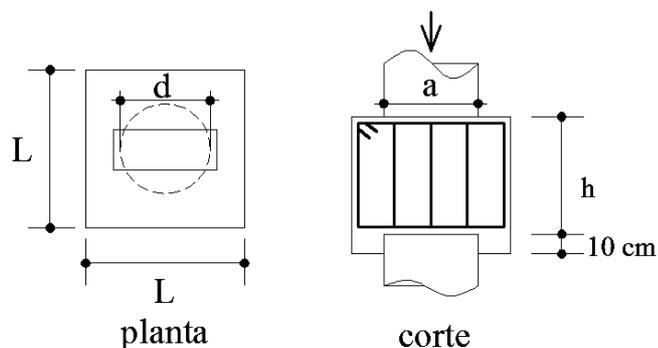
Neste tópico são abordados aspectos da geométrica de blocos de fundação que devem ser observados quando da definição das dimensões dos elementos e posicionamento das estacas.

2.3.1 Altura de bloco

Para bloco sobre uma estaca (Figura 2.9), Alonso (1995) recomenda que a altura seja em torno de 1,2 vezes o diâmetro da estaca, além do comprimento de embutimento que,

segundo Moraes (1976) deve ser de 10 cm. Este embutimento é importante para a ligação entre o elemento de fundação e o bloco devendo sempre ser executado.

Figura 2.9 – Esquema de bloco sobre uma estaca



Para os demais casos, Moraes (1976) recomenda a altura do bloco que resulte em escoras com ângulo de inclinação entre 45° a 55° .

Uma consideração que deve ser observada na definição da altura é o comprimento necessário para ancoragem da armadura de arranque dos pilares, a altura adotada precisa atender a este parâmetro.

Outra questão que deve ser considerada é o comportamento estrutural do bloco, uma vez que ele pode apresentar comportamento rígido ou flexível. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o comportamento do bloco rígido se caracteriza por:

- a) Trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas;
- b) Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por escoras de compressão, de forma e dimensões complexas;
- c) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das escoras, analogamente às sapatas.

Para os blocos flexíveis, a norma aponta que deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção. Para estes blocos o comportamento é similar ao de vigas e lajes, e nesse caso, onde é mais aconselhável a aplicação da teoria de flexão.

O comportamento de bloco rígido é considerado quando do atendimento da equação 2.11, para ambas as direções, devendo este ser um critério a ser analisado quando da definição da altura do bloco quando da definição deste tipo de comportamento.

$$d \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (2.11)$$

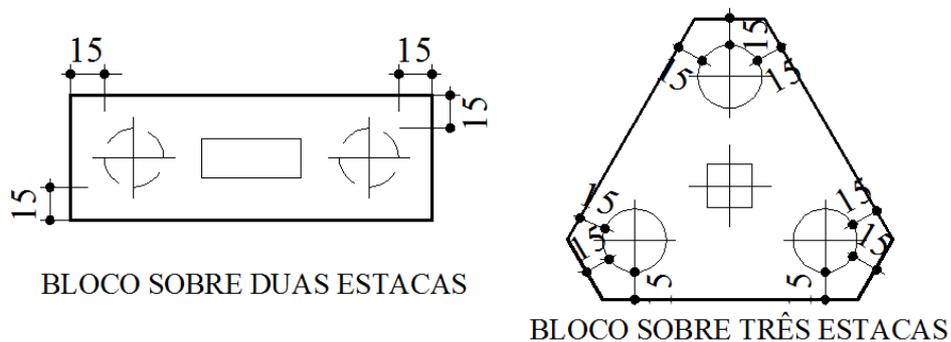
em que: d : altura do bloco;
 a : dimensão do bloco na direção analisada;
 a_p : dimensão do pilar na mesma direção;

2.3.2 Distância entre a face da estaca e as faces do bloco

Moraes (1976) orienta para a utilização de uma distância de no mínimo 15 cm entre a face da estaca e a face do bloco (Figura 2.10).

Essa distância entre faces deve ser analisada em relação aos aspectos de ancoragem de tirantes e perfeita ligação entre estaca e bloco para se permitir a transferência dos esforços das escoras e tirantes para o elemento de apoio (estaca).

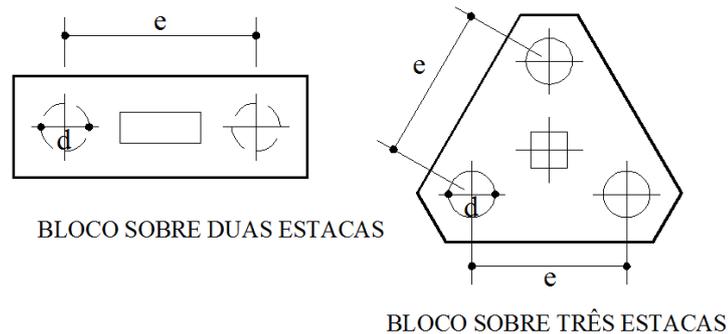
Figura 2.10 – Exemplo de distância entre face das estacas e do bloco



2.3.3 Espaçamento entre estacas

Para o espaçamento entre estacas a recomendação de Moraes (1976) é de no mínimo 2,5 vezes o diâmetro para estacas pré-moldadas e de 3 vezes para moldadas in loco (Figura 2.11).

Figura 2.11 – Exemplo de distância entre estacas



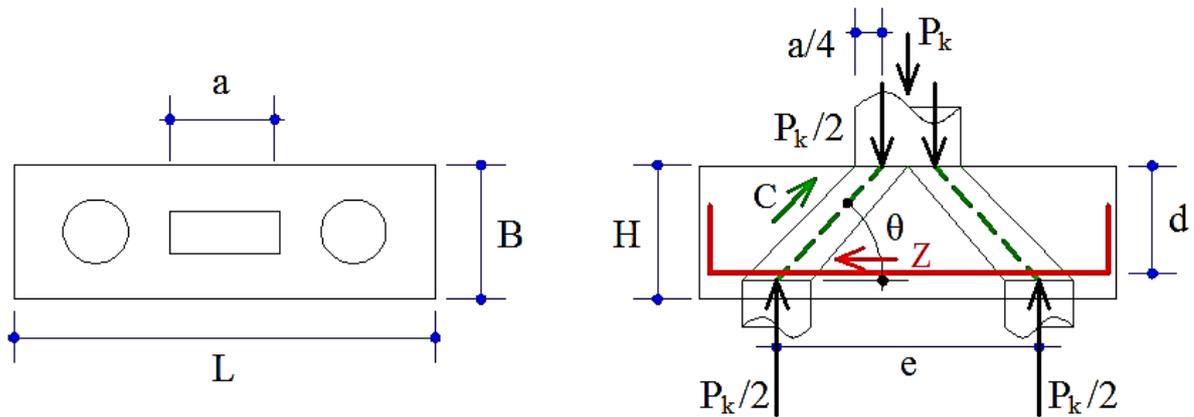
O espaçamento entre os elementos é importante devido a interação da transmissão dos esforços entre as estacas com o solo (efeito de grupo). Esta interação entre as estacas ocasiona uma superposição das tensões de forma que o recalque e a capacidade de carga do grupo de estacas é diferente do recalque obtido por um só elemento, isso considerando a mesma carga por estaca.

Outro ponto importante é a garantia da integridade do fuste para o caso de estacas escavadas para se evitar que a execução de uma perfuração afete o furo adjacente. Nas estacas cravadas deve-se cuidar com a possível compactação do solo adjacente à estaca ocasionada no momento da cravação do perfil, tal fato depende do tipo de solo, da sequência construtiva e do espaçamento entre elementos.

2.4 OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS NOS MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES

A obtenção dos esforços da treliça interna esquematizada no interior dos blocos de fundação é feita por meio do equilíbrio de forças. Para o bloco de duas estacas submetidos à carregamento centrado têm-se (Figura 2.12):

Figura 2.12 – Esquema de treliça interna para bloco sobre duas estacas



$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{\frac{P_k}{2}}{Z} \quad (2.12)$$

$$Z = \frac{P_k(2e - a)}{8d} \quad (2.13)$$

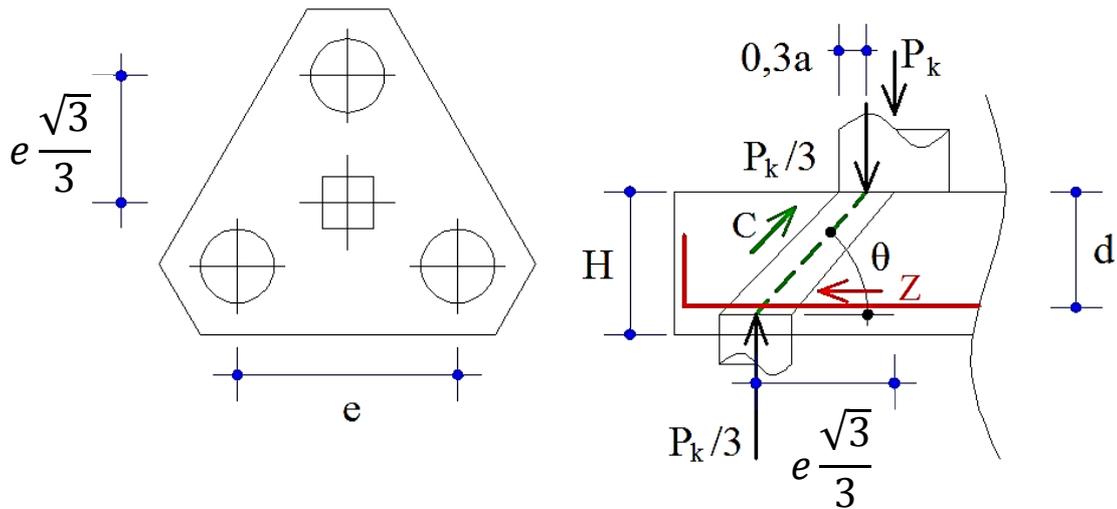
$$\operatorname{sen} \theta = \frac{\frac{P_k}{2}}{C} \quad (2.14)$$

$$C = \frac{P_k}{2 \operatorname{sen} \theta} \quad (2.15)$$

- em que:
- θ : Inclinação do eixo da escora em relação à horizontal;
 - d : Altura útil do bloco;
 - e : Distância entre eixos das estacas;
 - a : Comprimento do pilar;
 - P_k : Força de compressão característica do pilar;
 - Z : Esforço no tirante;
 - C : Esforço na escora de concreto.

Para o bloco de três estacas submetidos à carregamento centrado têm-se (Figura 2.13):

Figura 2.13 – Esquema de treliça interna para bloco sobre três estacas



$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a} = \frac{\frac{P_k}{3}}{Z} \quad (2.16)$$

$$Z = \frac{P_k(e\sqrt{3} - 0,9a)}{9d} \quad (2.17)$$

$$\operatorname{sen} \theta = \frac{\frac{P_k}{3}}{C} \quad (2.18)$$

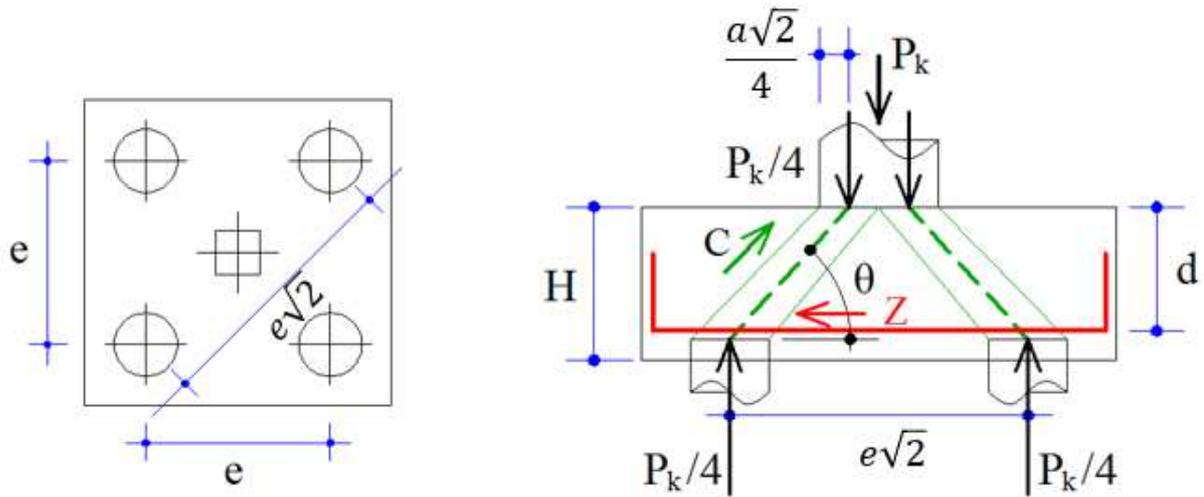
$$C = \frac{P_k}{3 \operatorname{sen} \theta} \quad (2.19)$$

em que:

- θ : Inclinação do eixo da escora em relação à horizontal;
- d : Altura útil do bloco;
- e : Distância entre eixos das estacas;
- a : Comprimento do pilar;
- P_k : Força de compressão característica do pilar;
- Z : Esforço no tirante;
- C : Esforço na escora de concreto;

Para o bloco de quatro estacas submetidos à carregamento centrado (Figura 2.14) há duas formas clássicas de armação, segundo as diagonais (Equação 2.21) ou segundo os lados (Equação 2.22):

Figura 2.14 – Esquema de treliça interna para bloco sobre quatro estacas



$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{\frac{P_k}{4}}{Z} \quad (2.20)$$

$$Z = \frac{P_k \sqrt{2} (e - a/2)}{8 d} \quad (2.21)$$

ou

$$Z = \frac{P_k (e - a/2)}{8 d} \quad (2.22)$$

$$\operatorname{sen} \theta = \frac{\frac{P_k}{4}}{C} \quad (2.23)$$

$$C = \frac{P_k}{4 \operatorname{sen} \theta} \quad (2.24)$$

em que: θ : Inclinação do eixo da escora em relação à horizontal;

d : Altura útil do bloco;

e : Distância entre eixos das estacas;

a : Comprimento do pilar;

P_k : Força de compressão característica do pilar;

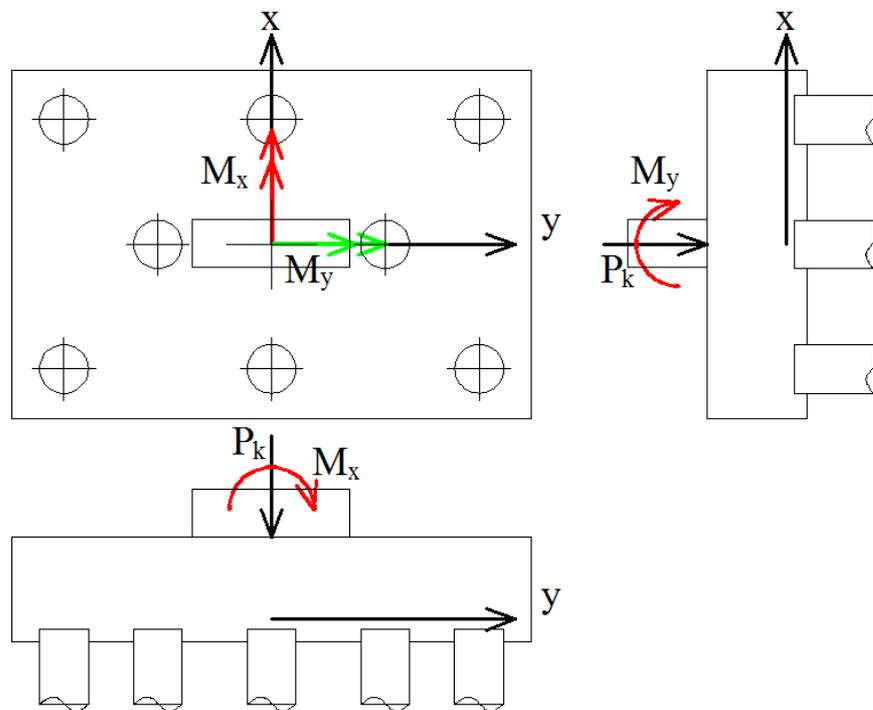
Z : Esforço no tirante;

C : Esforço na escora de concreto.

Para o caso de cinco estacas dispostas nos vértices no centro de um quadrado, procede-se como no caso de quatro estacas, substituindo-se P por $4/5$ de P .

Estes são os casos mais simples com carregamento vertical centrado. Quando ocorre esforços horizontais, momentos fletores ou quantidade maior de estacas, a determinação das reações das estacas pode ser feita pela superposição dos efeitos da carga normal e dos momentos fletores, que calcula a reação em cada uma somando-se separadamente os efeitos de cada parcela de força (Figura 2.15) (Equação 2.25):

Figura 2.15 – Exemplo de estaqueamento simétrico



$$N_i = \frac{P_k}{\sum N_t} \pm M_x \frac{y_i}{\sum y^2} \pm M_y \frac{x_i}{\sum x^2} \quad (2.25)$$

em que:

- P_k : Força de compressão característica do pilar;
- N_i : Reação na estaca que está sendo calculada;
- N_t : Número total de estacas;
- M_x : Momento atuante na direção “x”;
- M_y : Momento atuante na direção “y”;
- y : Distância em relação ao eixo “y”;
- x : Distância em relação ao eixo “x”.

Neste método as hipóteses são:

- Bloco infinitamente rígido, ou seja, suas deformações podem ser desprezadas;
- O material da estaca apresenta comportamento elástico;
- Estaqueamento simétrico.
- Despreza-se a influência do solo.

Calculadas as reações das estacas, o projetista faz a delimitação dos banzos da treliça interna e calcula os valores dos esforços das escoras e tirantes, realizando o equilíbrio dos esforços.

Problemas em blocos 3D envolvendo momentos fletores e forças horizontais passam a ter sua modelagem de escoras e tirantes não tão triviais, exigindo maior experiência do projetista e, em muitos casos, é possível apenas com a utilização de simulações computacionais para refinamento do modelo. Um exemplo disso é o bloco estudado por Pötzl (1993) (Figura 2.16) no qual a introdução de um grande momento fletor levou a proposição de um complexo sistema de escoras e tirantes, conforme Figura 2.17, sendo os tirantes mostrados em linha sólida e as escoras em linhas pontilhadas.

Figura 2.16 – Bloco exemplo de Pötzl (1993)

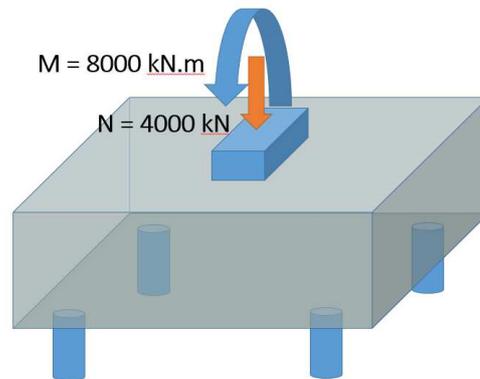
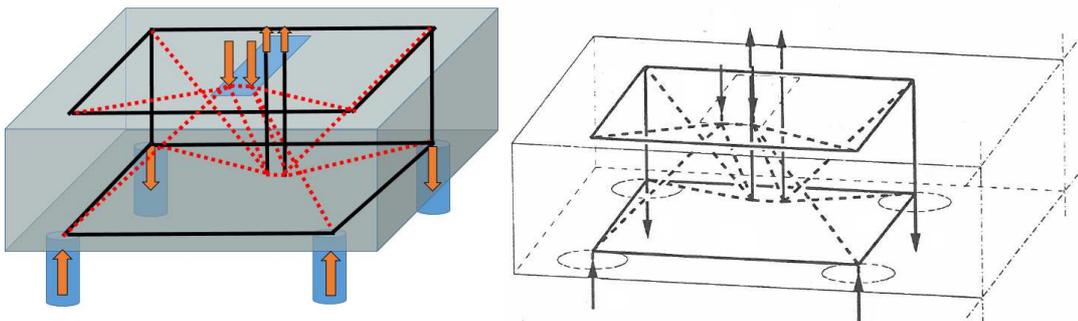


Figura 2.17 – Modelo de escoras e tirantes proposto por Pötzl (1993)



Fonte: Adaptado de Pötzl (1993)

2.5 ARMAÇÃO DE BLOCOS SOBRE ESTACA E RECOMENDAÇÕES

Como visto no tópico 2.1, a área de armadura dos tirantes é calculada pela expressão 2.4. Apesar desta armadura ser devidamente ancorada, é necessário o atendimento de armaduras mínimas e recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

A norma destaca as recomendações para blocos rígidos e flexíveis. Como visto, o Método das Bielas é utilizado por sua essência nos blocos rígidos e, para estes, as recomendação da ABNT NBR 6118:2014 são:

- a) Mais de 85 % da armadura de flexão deve ser disposta nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas;
- b) As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades;
- c) No caso de estacas tracionadas, a armadura da estaca deve ser ancorada no topo do bloco, ou utilizando estribos que garantam a transferência da força de tração até o topo do bloco;
- d) Armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais, podendo ser reduzido este valor desde que justificado o controle de fissuração na região entre as armaduras principais;
- e) Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada;
- f) Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior;
- g) Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares;

Como visto, os blocos flexíveis tem comportamento de vigas e lajes onde é mais aconselhável a aplicação da teoria de flexão, tanto que a ABNT NBR 6118:2014 solicita para os blocos flexíveis o atendimento do detalhamento de armação relativos às lajes e punção.

Com relação a aderência e ancoragem de armaduras, é preciso garantir que não ocorra escorregamento entre o concreto e as barras de aço.

A norma brasileira especifica que:

Todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidos ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou por combinação de ambos (ABNT NBR 6118:2014, pág. 35).

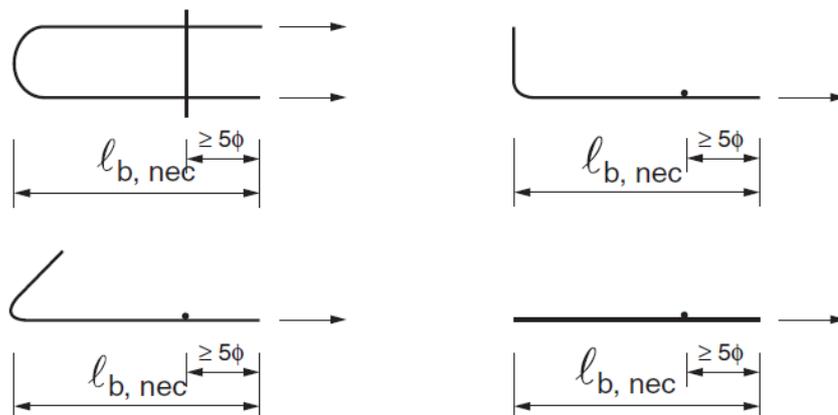
Na ancoragem por aderência, a transmissão dos esforços ocorre por meio de comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguindo ou não de gancho.

Deve-se garantir o confinamento dos trechos de ancoragem de armaduras, este podendo ser por meio do uso de barras transversais ou pelo próprio concreto. No caso do uso do concreto, a distância mínima da barra até a face externa do peça deve ser de três vezes o diâmetro da barra ancorada, respeitando-se também um espaçamento entre barras deste mesmo valor.

Já na ancoragem por dispositivos mecânicos, as forças a ancorar são transmitidas ao concreto por meio de barras transversais soldadas ou placas acopladas à barra. Para barras transversais soldadas, deve-se atender aos seguintes critérios (ABNT NBR 6118:2014):

- Seja o diâmetro da barra soldada $\phi_t \geq 0,60 \phi$ (diâmetro da barra a ser ancorada);
- A distância da barra transversal ao ponto de início da ancoragem seja $\geq 5 \phi$ (Figura 2.18);
- A resistência ao cisalhamento da solda supere a força mínima de $0,3 A_s.f_{yd}$ (30 % da resistência da barra ancorada).

Figura 2.18 – Ancoragem com barras transversais soldadas (ABNT NBR 6118:2014).



Para os ganchos nas barras nervuradas submetidas a tração deve-se respeitar os ângulos de curvatura de dobramento das barras e pode-se ter (ABNT NBR 6118:2014):

- Semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a 2ϕ ;

- b) Em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a 4 ϕ ;
 c) Em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a 8 ϕ .

Pela normativa brasileira, as barras estão devidamente ancoradas quando o comprimento de ancoragem da barra ($L_{b,disponível}$) for maior ou igual ao comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$):

$$l_{b,disponível} \geq l_{b,nec} \quad (2.26)$$

O $l_{b,nec}$ (Equação 2.26) parte de um comprimento de ancoragem básico calculado conforme a equação 2.27, sendo afetado por um coeficiente (α) que leva em consideração o tipo da ancoragem (se por aderência ou por dispositivos mecânicos) e pela relação entre a armação necessária do tirante ($A_{s,calc}$) e a armação efetivamente utilizada ($A_{s,ef}$), devendo este valor ser superior um comprimento de ancoragem mínimo normativo (Equação 2.29).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (2.27)$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (2.28)$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.29)$$

em que:

- $l_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário;
- l_b : comprimento de ancoragem básico;
- $l_{b,mín}$: comprimento de ancoragem mínimo;
- $A_{s,calc}$: área de aço calculada;
- $A_{s,ef}$: área de aço efetivamente utilizada;
- ϕ : diâmetro das barras do tirante;
- f_{yd} : Resistência de cálculo de escoamento do aço;
- f_{bd} : Resistência de aderência uniforme;
- α : coeficiente que leva em consideração o tipo da ancoragem sendo:
 - $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;
 - $\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3 \phi$;

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2;

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

A Resistência de aderência uniforme é calculado conforme item 9.3.2.1 da ABNT NBR 6118:2014:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.30)$$

sendo: $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;
 $\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;
 $\eta_3 = 1,0$ para $\varnothing < 32$ mm;
 f_{ctd} = resistência de cálculo do concreto à tração.

onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.31)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.32)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.33)$$

sendo:

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior do concreto à tração;

γ_c = coeficiente minorador do concreto;

f_{ctm} = resistência característica média do concreto à tração;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto.

2.6 OBTENÇÃO DE MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES VIA MEF

Munhoz (2004) coloca que a modelagem de escoras e tirantes pode ser adotada pelo processo do caminho das cargas considerando o fluxo de tensões na estrutura obtida por meio de uma análise elástica linear, utilizando métodos numéricos, sendo um destes o MEF.

O Método dos Elementos Finitos é um método numérico aproximado que consistem em dividir um problema mais complexo, de difícil resolução analítica, em um número discreto de elementos de dimensões finitas cuja resolução é mais simples. Os elementos podem ser

elementos uni, bi ou tridimensionais, laminares ou axi-simétricos, e ligados entre si por nós, formando uma malha de elementos finitos. Reduzindo o funcional do problema obtido das somas das contribuições de cada elemento, chega-se a um sistema total de equações cuja solução permite conhecer os valores das incógnitas nos pontos nodais. Finalmente, a partir desses valores, podem-se calcular outros resultados intermediários.

A precisão é influenciada pelo tamanho e formato dos elementos, quanto maior for a discretização, maior será a convergência da solução, porém maior será o trabalho computacional. A partir de certo grau de divisão da malha, o aumento do número de elementos passa a não gerar uma melhora significativa, inviabilizando sua subdivisão. Por esse motivo, é importante sempre validar a discretização da estrutura.

Um dos programas de análise e dimensionamento de estruturas que usa o MEF é o SAP2000 (Structural Analysis Program), desenvolvido pela CSi (Computers and Structures, Inc.) que permite a modelagem tridimensional de estruturas, permitindo análises estáticas e dinâmicas, lineares e não lineares, possuindo elementos *Frame*, *Cable*, *Tendon*, *Shell*, *Plane*, *Asolid*, e *Solid*.

Para modelagem de estruturas tridimensionais são utilizados os elementos *solid*, que é constituído por oito nós com seis graus de liberdade cada (três de rotação e três de translação) e é útil para modelagem de objetos em que a carga, condições de contorno, propriedades da seção ou reações variam com a espessura (CSI, 2013).

A razão entre os lados do elemento prismático (relação entre sua maior e menor dimensão) não deve ser elevada. Segundo o manual do programa, melhores resultados são obtidos para razões unitárias, ou pelo menos inferiores a quatro, não devendo exceder a dez (CSI, 2013).

Já em relação aos ângulos das faces, os melhores resultados são obtidos para valores próximos a 90° ou pelo menos entre 45° a 135° (CSI, 2013).

2.7 PESQUISAS CORRELATAS

Nos próximos parágrafos estão apresentados alguns estudos correlacionados com a problemática estudada nesta dissertação. De cada trabalho destaca-se o enfoque da pesquisa, que podem ser consultadas para aprofundamento no assunto.

Miguel (2000) em seu trabalho intitulado “Análises experimental e numérica de blocos sobre três estacas” estudou o comportamento de blocos sobre três estacas mudando o arranjo das armaduras e diâmetro das estacas, verificando a formação de fissuras e o modo de ruína, ensaiando modelos em escala real e realizando análise numérica por MEF.

Munhoz (2004) realizou sua dissertação com o título “Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada” onde estudou blocos sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas por simulação computacional. Seu trabalho teve como objetivo contribuir para critérios de projeto, comparando ainda processos de dimensionamento adotados em diferentes métodos.

Leu et al. (2006) no trabalho "Strut-and-Tie Design Methodology for Three-Dimensional Reinforced Concrete Structures" apresentam uma metodologia para projeto de estruturas de concreto armado tridimensionais com o uso do Método das Bielas e demonstram a proposta com base em exemplos numéricos.

O estudo de Delalibera (2006) “Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica” faz uma análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas sobre ação centrada e excêntrica, com o objetivo de estudar a formação das escoras, contribuição dos ganchos e propor um modelo refinado de escoras e tirantes.

No artigo “Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach” os autores Park et al. (2008) apresentam uma análise dos métodos de dimensionamento de bloco sobre estacas existentes, bem como propõem uma nova abordagem por meio do Método das Bielas.

Miguel et al. (2008) no seu artigo “Structural behavior of three-pile caps subjected to axial compressive loading” realizam um estudo comparativo sobre o comportamento de bloco sobre três estacas onde foram analisados o diâmetro das estacas e a disposição das armaduras de reforço secundárias.

Oliveira et al. (2009) com o trabalho intitulado “Blocos de concreto armado sobre seis estacas: Simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes”, com o objetivo de contribuir para diretrizes de projeto, apresentaram os critérios utilizados no dimensionamento de blocos sobre estacas e desenvolveram, por meio de modelos analíticos, um método para a verificação da tensão de compressão na escora junto ao pilar.

No trabalho de Souza et al. (2009) “Adaptable Strut-and-Tie Model for Design and Verification of Four-Pile Caps” os autores elaboraram um modelo analítico por meio de abordagem de escoras e tirantes para prever os modos ruptura de blocos sobre quatro estacas.

Bloodworth, et al. (2012) em sua publicação "Numerical Modeling of Shear Behavior of Reinforced” compararam a resistência ao cisalhamento de blocos de fundação pela Teoria de Flexão e Método das Bielas por análise de elementos finitos não-linear em um bloco sobre quatro estacas de concreto, sob o carregamento da parede de largura total, propondo com base nos resultados um método de dimensionamento para este caso.

Munhoz (2014) em sua tese “Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura” realizou a análise do comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas com objetivo de estudar a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armadura no comportamento dos blocos.

Dos trabalhos pesquisados dois tiveram um enfoque na geometria do pilar e por este motivo serão abordados mais profundamente a seguir.

2.7.1 Munhoz, Barros e Giongo (2010)

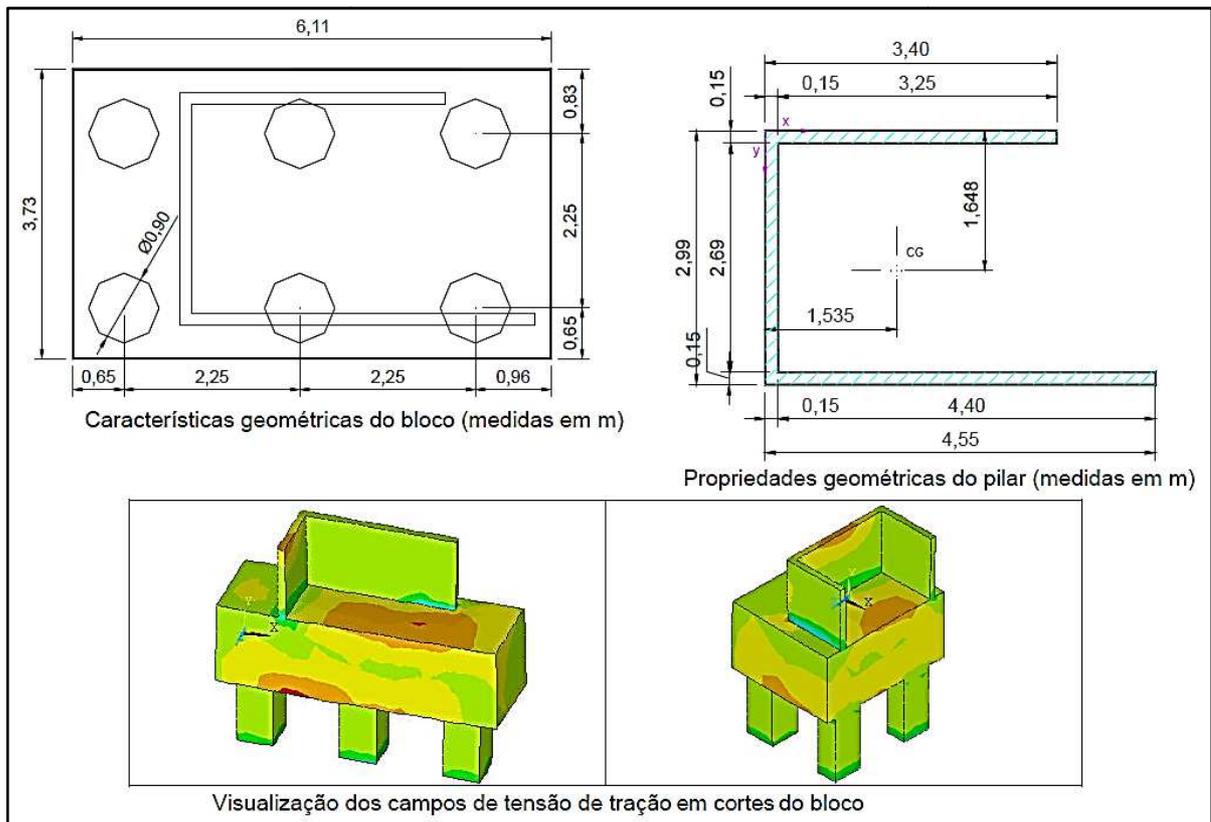
O trabalho de Munhoz, Barros e Giongo (2010) intitulado “Análise do comportamento de uma bloco de concreto armado sobre seis estacas para um pilar com seção transversal composta de retângulos” analisou o comportamento do bloco apresentado na Figura 2.19 por meio do software ANSYS® com o uso de elementos finitos e comparou com os resultados obtidos entre dois modelos analíticos (teoria de flexão e método CEB-FIP (1970).

As estacas possuíam 90 cm de diâmetro e a carga aplicada sobre o bloco era vertical com 10.620 kN.

A primeira análise foi pelo Método da CEB-FIP (1970) que usa o pilar de área quadrada equivalente. O CEB-FIP (1970) é o boletim 73 do Comitê Euro-internacional do Concreto que usa um método baseado na teoria da flexão.

Na segunda situação de cálculo, determinou-se uma armadura de flexão para uma momento fletor referente a uma seção compreendida no centro geométrico do pilar de seção “U”, sendo este momento o produto das reações das estacas e a distância até a seção de referência.

Figura 2.19 – Bloco de pilar com geometria complexa estudado por Munhoz, Barros e Giongo (2010)



Fonte: Adaptado de Munhoz, Barros e Giongo (2010)

Na direção “x”, a primeira situação resultou em armação de 36 barras de 20 mm e a segunda em 48 barras de 20 mm, sendo armadura mínima recomendada pela Norma NBR 6118:2003 (vigente na época) de 38 barras de 20 mm.

Na direção “y”, a armação da primeira condição de cálculo foi de 18 barras de 20 mm, já na segunda foi de 35 barras de 20 mm, a armação mínima da norma resultou em 62 barras de 20 mm.

Na análise elástica linear utilizando o programa ANSYS, as estacas foram moldadas com seção quadrada sendo restringida as rotações e translações em todos os nós das bases das estacas e a ação foi aplicada como pressão na área de referência do pilar.

Foram efetuados 4 cortes no bloco modelado para observar os campos de tensões, porém os autores não conseguiram visualizar de forma clara a formação de escoras de compressão:

Isso ocorre por se tratar de forças de pequena intensidade (valores de projeto) e por não ter sido possível uma melhor escala de visualização. Mas,

fica evidente que a transmissão de tensões de compressão se dá dessa forma em virtude das concentrações de tensões nas regiões nodais (Munhoz, Barros e Giongo, 2010, pág. 12).

Em relação as tensões de tração, as máximas ocorreram na face inferior do bloco, tendo uma concentração de tensões maior abaixo da parte do pilar que fica entre as 4 estacas (lateral de 2,99 m, vide figura 2.19), não tendo ocorrido de forma centralizada, mas sim mais preponderante nesta região.

Como resultado os autores observaram os valores divergentes nas situações de cálculo por métodos analíticos, levando a dúvidas sobre o comportamento do bloco e que, com a modelagem, os campos de tensão forneceram uma noção do funcionamento do elemento estrutural e não resultaram em tensões de tração centralizadas.

Como conclusão, para Munhoz, Barros e Giongo (2010), o método do CEF-FIP (1970) ficou muito longe de como deve ser o funcionamento real do bloco estudado. Já para a simulação com teoria de flexão, apesar de ser uma hipótese simplificadora, os autores entenderam que, na falta de uma teoria específica, pode-se utilizá-la desde que se façam alguns ajustes.

Ao final, os autores citam que a ABNT NBR 6118:2003 recomenda a adoção de modelos de escoras e tirantes para elementos de volume e estes acreditam que tal analogia seja a que mais aproxime o modelo teórico do real.

2.7.2 Oliveira, Barros e Giongo (2014)

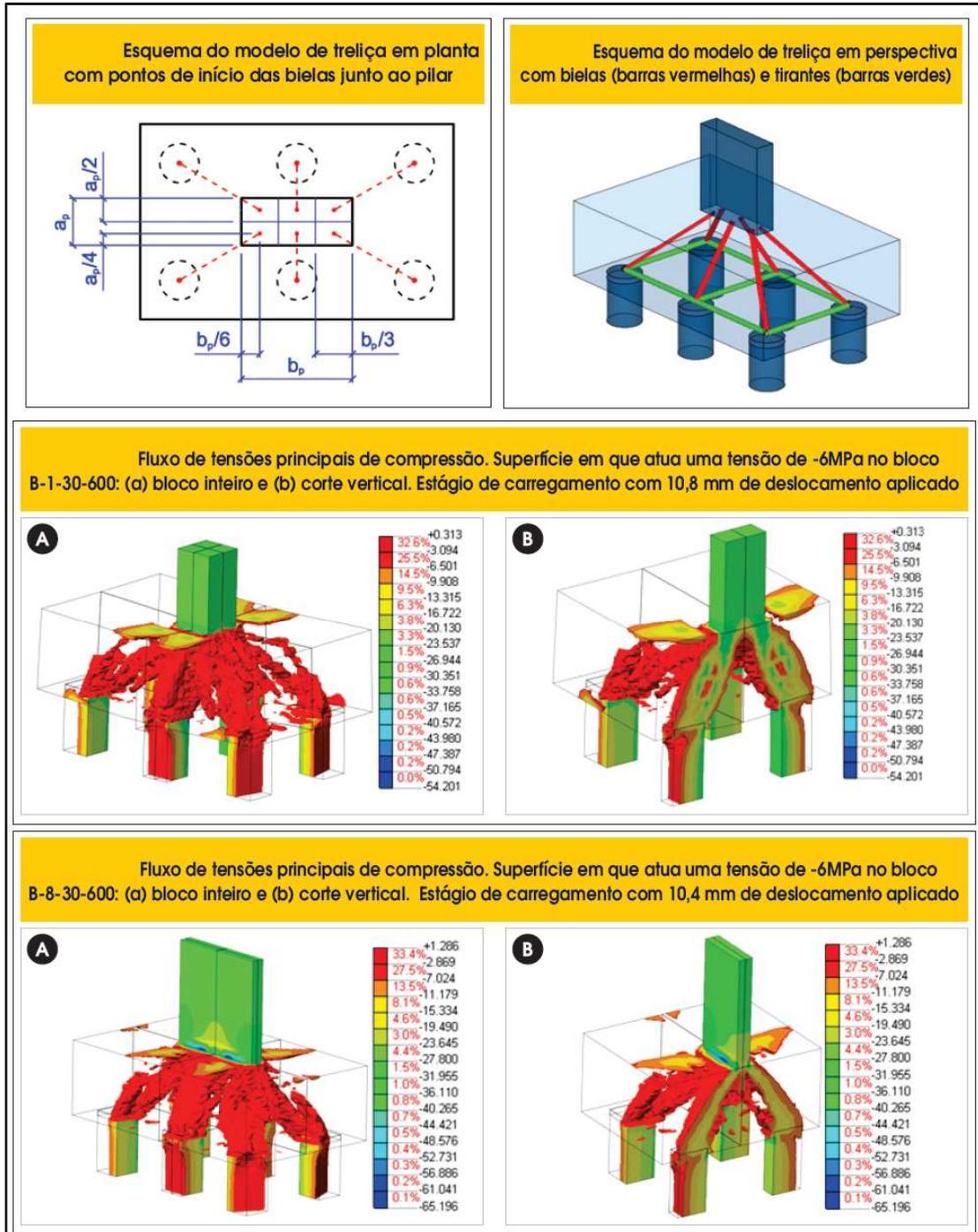
O trabalho de Oliveira, Barros e Giongo (2014) intitulado “Blocos de concreto armado sobre seis estacas: Simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielás e tirantes” analisou o comportamento estrutural considerando deformabilidade do solo, diferentes resistências para o concreto e pilares com seções transversal quadradas e retangulares solicitados por força centrada. Algumas ilustrações do trabalho são apresentadas na Figura 2.20.

Foram dimensionados oito blocos de forma analítica pelo Método de Blevot e Frémy (1967) com as adaptações de Andrade (1989) que considera o alongamento de seção. Nessa etapa as reações das estacas foram consideradas iguais.

As seções de pilares variaram de quadrado (lado $a =$ lado b), pouco alongada ($b = 4a$) e muito alongada ($b = 8a$). As estacas foram simuladas com seção transversal quadrada com

área equivalente à estaca com 60 cm de diâmetro. Os blocos com dimensão de 300 x 480 x 1,45 m.

Figura 2.20 – Bloco estudado e simulações efetuadas por Oliveira, Barros e Giongo (2014)



Fonte: Oliveira, Barros e Giongo (2014)

Além da forma do pilar, foram considerados três resistências características à compressão para o concreto 25, 30 e 35 MPa e quatro deformabilidades do solo de apoio das

estacas, apoio rígido, apoio sobre molas elásticas com coeficientes de 300 kN/mm, 600 kN/mm e 900 kN/mm.

Após o cálculo das 8 estruturas, estas foram modeladas no programa DIANA levando em considerações a não linearidade física e o uso de alguns modelos físicos de materiais disponíveis no software.

Como resultado das simulações de variação da seção transversal do pilar, os autores verificaram que o alongamento da seção transversal ocasionou uma distribuição mais uniforme das reações das estacas. Com relação a resistência dos blocos, não houve variação significativa, apenas um pequeno aumento para a situação com $b=8a$ que eles atribuíram à melhor distribuição das tensões para as escoras das estacas mais afastadas pelo pilar mais alongado possibilitar a formação de escoras mais verticais.

Analisando a distribuição das tensões de tração nas armaduras principais dos tirantes, no bloco com pilar quadrado as tensões de tração se concentraram nas barras do tirante entre as duas estacas centrais e com o alongamento da seção do pilar, essas tensões de tração foram melhores distribuídas. Já para as tensões de compressão os autores notaram que o fluxo de tensões se adaptou ao formato da seção do pilar, acompanhando o alongamento da seção transversal, formando escoras mais verticais próximas às extremidades dos pilares mais alongados e com redistribuição maior de tensão para as estacas mais afastadas.

Na comparação dos resultados analíticos e numérico os pesquisadores notaram compatibilidade entre valores da força calculada com a obtida pelo programa, sendo que a simulação computacional corroborou com as considerações propostas por Andrade (1989) em relação ao alongamento de seção, o que mostrou também a importância de se considerar a real seção do pilar no dimensionamento dos blocos.

Como conclusão do trabalho Oliveira, Barros e Giongo (2014) verificaram que a deformabilidade do solo de apoio das estacas teve influência significativa no comportamento estrutural do bloco analisado, porém a resistência não foi prejudicada pela capacidade do bloco de redistribuição dos esforços. Em relação ao aumento da resistência do concreto, está gerou um ganho de resistência do bloco, porém sem uma alteração significativa da rigidez. Na questão da seção transversal do pilar, os autores constataram a modificação da configuração das escoras e consideraram que o posicionamento das escoras no centro de setores da área do pilar referente a cada estaca foi uma aproximação razoável.

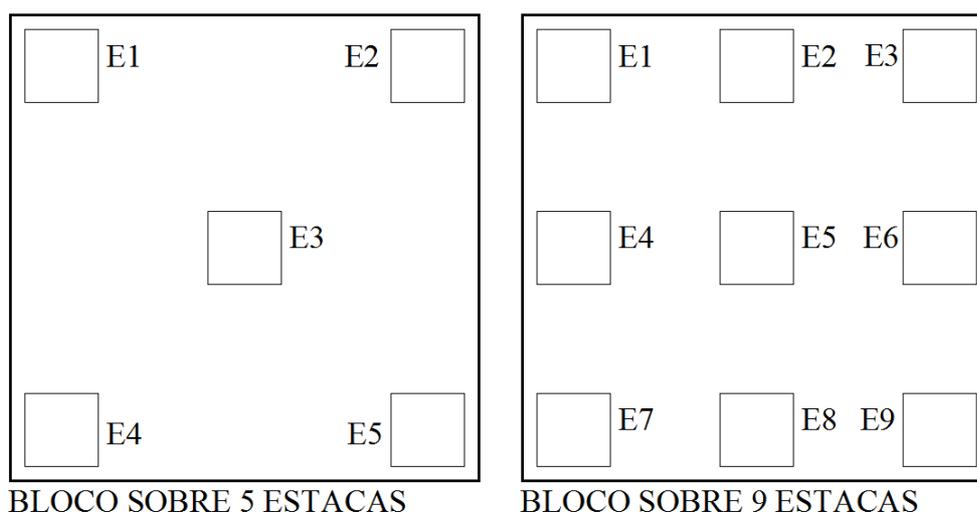
3 ANÁLISES NUMÉRICAS DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO INVESTIGADOS

Para o estudo da geometria do pilar, foram estudados três formatos de pilares, um em “C”, um em “L” e o terceiro de seção quadrada por ser a configuração padrão de análise para a metodologia clássica de Blevot e Frémy (1967) e de muitos programas de dimensionamento, servindo como base para a comparação com as demais análises.

Para cada pilar foram testadas duas configurações de estacas. A primeira disposição das estacas foi definida com 5 estacas, sendo uma em cada vértice de um quadrado e uma estaca central. Fez-se tal escolha para testar a simplificação tradicional proposta por Blevot e Frémy (1967), que é o dimensionamento deste bloco considerando o equacionamento do bloco sobre 4 estacas porém com a utilização de 4/5 da força aplicada sobre ele.

A outra configuração de estaca foi definida para otimização das modelagens, sendo testado um bloco sobre 9 estacas formado pelo acréscimo de quatro estacas ao bloco de cinco, conforme pode ser observado na Figura 3.1. Dessa forma, a geometria do bloco e das estacas para as duas simulações de cada pilar foi mantida constante, variando apenas a quantidade de estacas em cada bloco, podendo-se testar o fluxo de carga que trafegou dos pilares para a base nestes dois formatos.

Figura 3.1 – Esquema de blocos a serem estudados



O carregamento vertical composto por apenas uma carga vertical uniformemente distribuída ao longo da seção do pilar também foi mantida constante nas seis simulações. O

centro de gravidade do pilar e do bloco foi coincidente, sendo estes equivalentes também aos seus centros de massa.

Determinado a conjuntura das seis estruturas, estas foram submetidas a uma análise elástica linear por elementos finitos no programa SAP2000. A geometria de estaca quadrada foi definida para facilitação da modelagem por elementos prismáticos e escolheu-se o software SAP2000 por ser um programa muito difundido nos escritórios de cálculo estrutural no Brasil.

Inicialmente, para analisar o grau de refinamento de elementos finitos a ser empregado para os problemas, a estrutura de pilar central com cinco estacas foi modelada em dois níveis de dimensão de malha. Verificou-se a convergência entre as duas modelagens com a comparação das tensões de tração na base do bloco e de compressão em um plano passando pelos eixos das estacas e do bloco, observando-se assim a malha mais adequada.

No software, após as estruturas serem processadas, foram estudados os campos de tensão resultante do carregamento, obtendo-se assim o fluxo de esforços no interior do bloco. Na sequência, com base nas tensões de tração e compressão verificados, observou-se se ocorre o comportamento de escoras e tirantes para cada situação problema. Conhecido as tensões de cada estrutura efetuou-se o cálculo dos esforços das escoras e tirantes e, com estes, foi realizado o dimensionamento do bloco de fundação.

Após o dimensionamento das seis estruturas, passou-se para a análise das variações dos resultados obtidos com as diferentes geometrias dos pilares e das configurações das estacas a fim de identificar se o dimensionamento do bloco sobre cinco estacas com a utilização de 4/5 do carregamento foi adequado e se a consideração de pilar quadrado equivalente foi representativa.

Ao final foram propostas estratégias de como considerar a aplicação da carga de pilar com geometria complexa no bloco de fundação, fazendo o dimensionamento analítico dos blocos de fundação dos pilares com geometria complexa, utilizando o Método das Bielas.

3.1 DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE ESTUDO

O pilar quadrado que foi estudado para comparação com a metodologia clássica de pilar centrado foi nas dimensões de 100 x 100 cm e recebeu o nome de pilar P01, conforme Figura 3.2. O segundo pilar tem geometria em “C”, sendo este o pilar P02 e suas dimensões

são segundo a Figura 3.3. A terceira geometria estudada é um pilar parede em “L” cujas dimensões são apresentadas na Figura 3.4.

As dimensões dos pilares P02 e P03 foram definidas para que seus centros de gravidade apresentassem valores múltiplos de 10 cm, para facilitar a modulação da malha de elementos finitos prismáticos, e para que sua área ficasse próxima a 1,00 m², de forma que seu quadrado equivalente fosse similar ao pilar P01, pois esta simplificação geométrica de pilar com área equivalente é a mais praticada nos casos de pilares de geometria complexa, e a comparação entre essas abordagens é um dos objetivos deste trabalho.

Figura 3.2 – Características geométricas do pilar P01

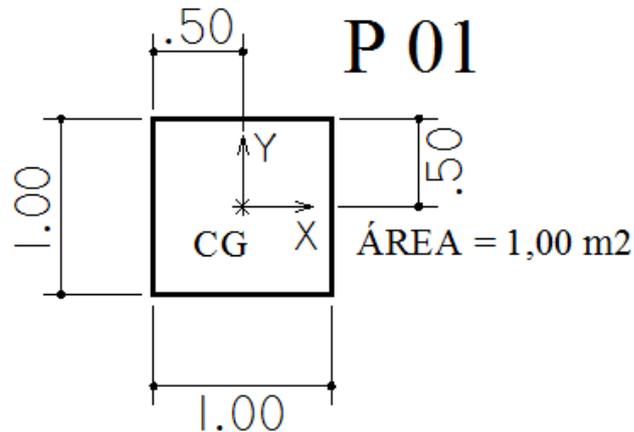


Figura 3.3 – Características geométricas do pilar P02

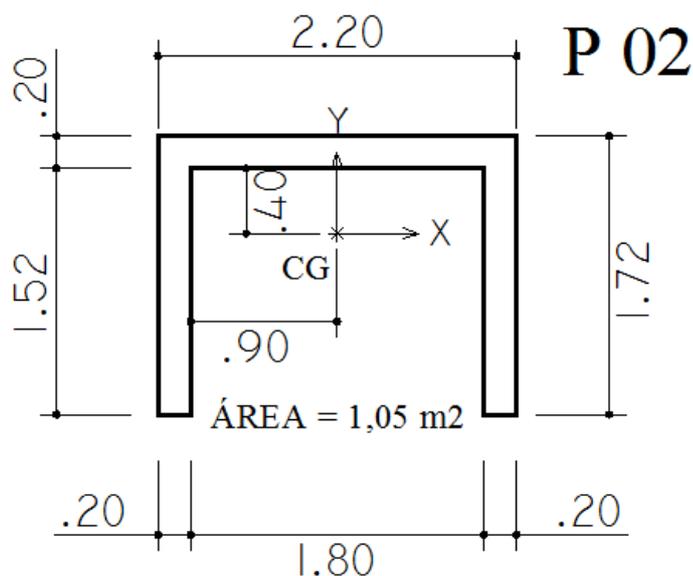
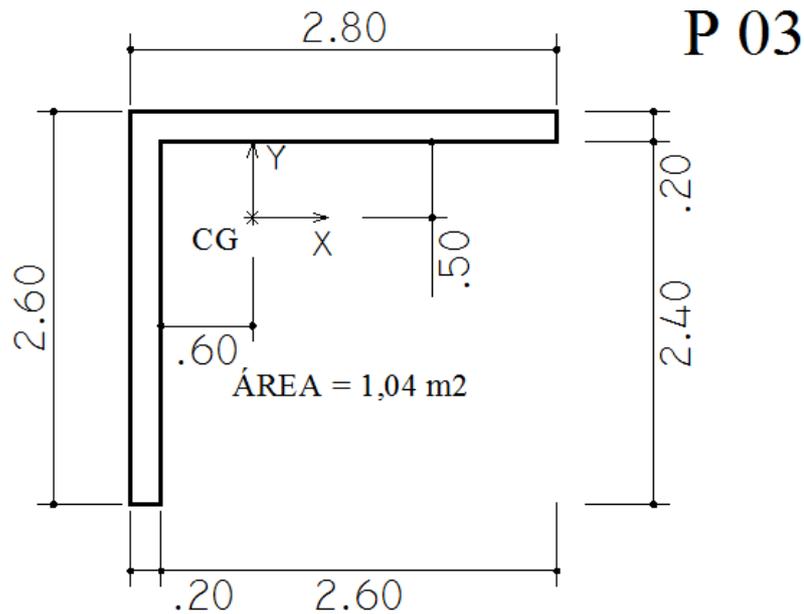
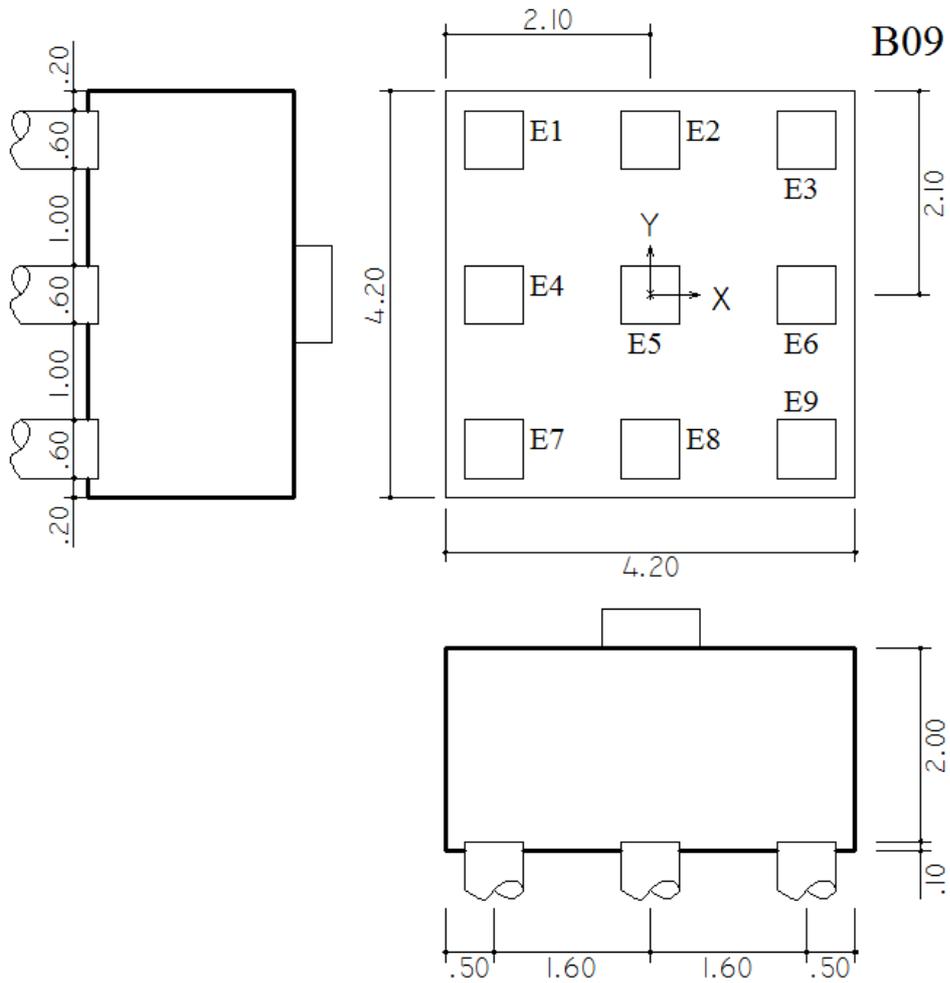


Figura 3.4 – Características geométricas do pilar P03



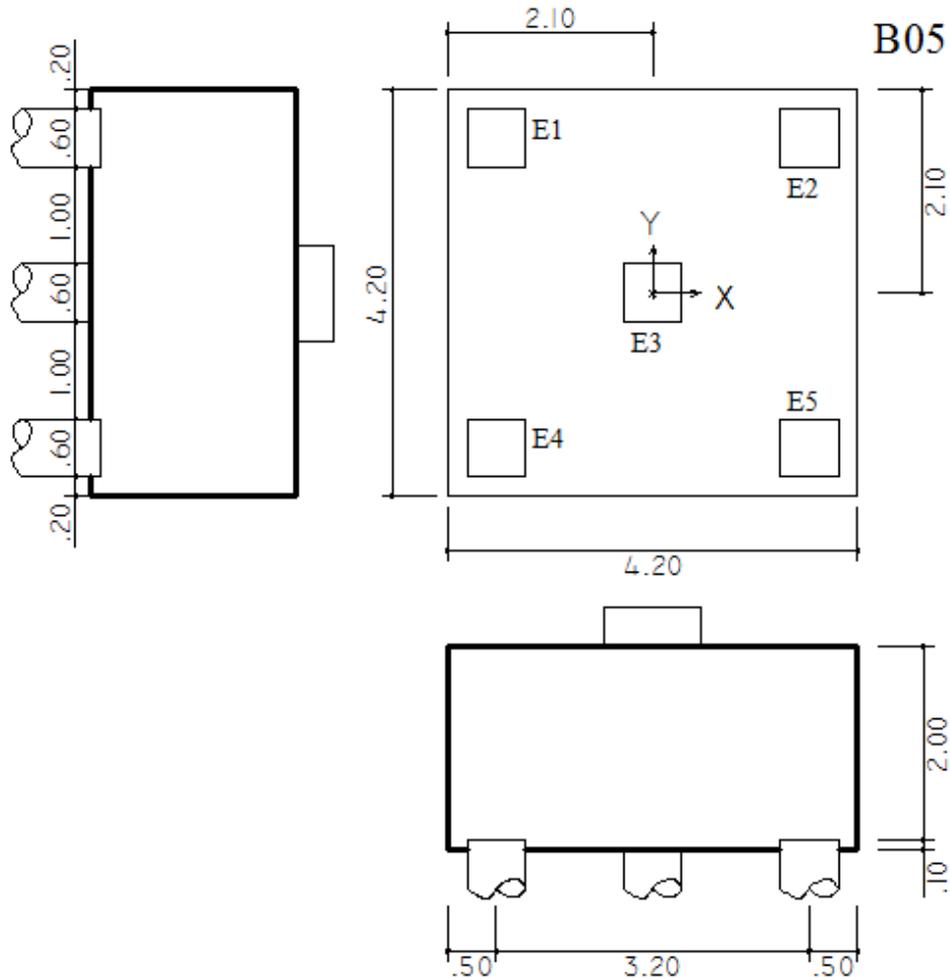
Também por questão de modelagem, as estacas receberam seção quadrada e suas dimensões foram definidas em 60 x 60 cm. Para respeitar o espaçamento mínimo entre estacas, optou-se por um afastamento de 1,60 m entre eixos. Já para a distância entre a face da estaca e a face do bloco projetou-se um valor de 20 cm, 5 cm maior que a mínima. No caso da altura, está foi definida para manter uma inclinação da escora do pilar até à estaca mais afastada maior que 45%. Dessa forma, a geometria do bloco de fundação em planta ficou em 4,20 x 4,20 m com uma altura de 2,10 m, conforme configuração da Figura 3.5, sendo este bloco nomeado como B9.

Figura 3.5 – Características geométricas do bloco sobre nove estacas



Mantendo a mesma estrutura do bloco B09 e deixando apenas as estacas nos vértices e central tem-se o bloco sobre cinco estacas (Figura 3.6), sendo este nomeado como bloco B05.

Figura 3.6 – Características geométricas do bloco sobre cinco estacas



Dessa forma tem-se as seis estruturas a serem estudadas e definiu-se a seguinte convenção:

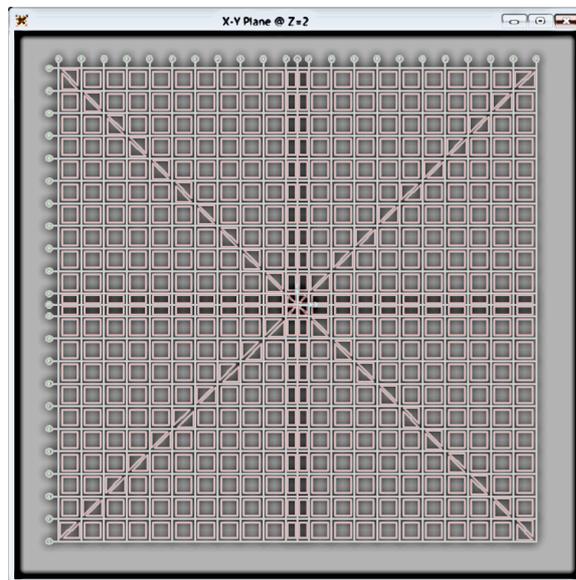
- a) Bloco sobre cinco estacas e pilar quadrado: B05P01;
- b) Bloco sobre nove estacas e pilar quadrado: B09P01;
- c) Bloco sobre cinco estacas e pilar em “C”: B05P02;
- d) Bloco sobre nove estacas e pilar em “C”: B09P02;
- e) Bloco sobre cinco estacas e pilar em “L”: B05P03;
- f) Bloco sobre nove estacas e pilar em “L”: B09P03.

Para o material das estacas e do bloco de fundação foi considerado concreto com resistência característica (f_{ck}) 25 MPa, coeficiente de Poisson 0,2, módulo de elasticidade de 28 GPa e peso específico de 25kN/m³. O aço utilizado no dimensionamento das armaduras foi o CA-50.

Para o carregamento da estrutura, considerando a grande capacidade de carga dos elementos estudados que muitas vezes são utilizados como núcleos rígidos de estruturas de edifícios altos, definiu-se uma carga aplicada dos pilares sobre o bloco de 10.000 kN, sendo esta uma carga já considerada com os coeficientes majoradores (P_d). Esse valor foi atribuído considerando que cada pilar recebe carregamento de uma área de influência de 50 m², carga total de 10,0 kN/m² de pavimento e um edifício de 20 pavimentos.

Para a modelagem das estruturas no SAP2000 utilizou-se o elemento finito *solid*. Para permitir a visualização do plano de tensões em um corte passando pelo eixo das estacas e do bloco, a malha foi adaptada para possuir tais planos, conforme mostra a Figura 3.7.

Figura 3.7 – Malha de elementos *solid* vista no plano X-Y



Para vinculação das estacas, estas foram modeladas com comprimento de um metro e em todos os nós da base foram restringidos a rotação e a translação em torno dos três eixos.

Na modelagem do bloco no programa, seu comprimento de embutimento não foi utilizado, então a altura adotada para o mesmo foi de 2,00 m.

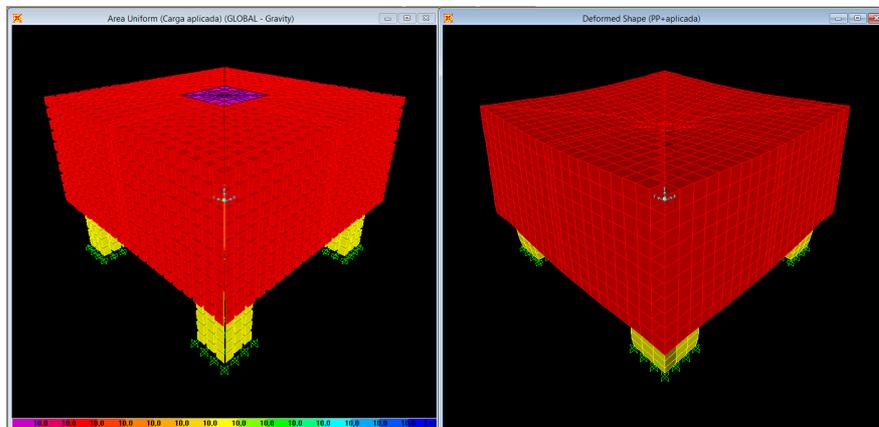
A aplicação da carga no bloco ocorreu pelo lançamento de uma força distribuída por área, sendo utilizado para isso a modelagem de uma placa com o formato referente ao pilar. Essa placa foi modelada para ser um elemento extremamente rígido, criada utilizando o elemento *shell* com 1 mm de espessura, coeficiente de Poisson de 0,2, módulo de elasticidade de 2.000 GPa, e sem peso específico.

O peso próprio dos elementos foi considerado na modelagem, e acrescido por um fator majorador de esforços de 1,4.

3.2 DISCRETIZAÇÃO DA MALHA

Na primeira análise feita efetuou-se o teste para verificar a discretização da malha de elementos a ser utilizada. A estrutura utilizada foi a B05P01 e as malhas testadas foram reticulados de aproximadamente 20x20x20 cm e de 10x10x10 cm, ambas modeladas no SAP2000 conforme descrito anteriormente. A Figura 3.8 mostra o lançamento da estrutura com o reticulado de 20x20x20 cm e a deformada resultante quando do processamento da estrutura.

Figura 3.8 – Modelagem Bloco B0 para malha de 20x20x20cm



A primeira comparação entre os resultados foi a reação de apoio na base das estacas. A Tabela 3.1 apresenta os valores obtidos bem como a variação que ocorreu entre a malha de 20 cm comparada com a de 10 cm.

Tabela 3.1 – Comparação das reações de apoio das duas malhas testadas

ELEMENTO	REAÇÃO NA ESTACA (kN)								
	MODELO 20X20X20 CM			MODELO 10X10X10 CM			VARIÇÃO (%)		
	$\Sigma F1$ (kN)	$\Sigma F2$ (kN)	$\Sigma F3$ (kN)	$\Sigma F1$ (kN)	$\Sigma F2$ (kN)	$\Sigma F3$ (kN)	F1	F2	F3
E1	-130,97	-130,95	2.043,47	-122,27	-122,27	2.043,85	6,64	6,63	-0,02
E2	-130,95	130,96	2.043,44	-122,26	122,26	2.043,83	6,64	6,64	-0,02
E3	0,03	-0,13	3.124,00	-0,03	-0,02	3.122,43	192,02	84,62	0,05
E4	130,94	-130,91	2.043,44	122,26	-122,26	2.043,83	6,63	6,61	-0,02
E5	130,97	130,95	2.043,46	122,27	122,27	2.043,85	6,64	6,63	-0,02
SOMATÓRIO	0,02	-0,08	11.297,81	-0,03	-0,02	11.297,79			

Analisando a Tabela 3.1 percebe-se nas estacas dos vértices uma variação em torno de 6,6% para as forças em X (F1) e Y (F2) e -0,02% para a força em Z (F3). Na estaca central, as variações percentuais em F1 e F2 devem ser desconsideradas em função dos baixos valores

dos esforços envolvidos (próximos a zero). Já para a força vertical na estaca central, a variação foi de 0,05%.

Outra constatação que se pode extrair desta tabela é a validação do lançamento das estruturas no software quando da comparação das suas reações com o valor total da estrutura modelada.

Observando o problema tem-se que o somatório das reações de apoio nos eixos 1 (X) e 2 (Y) deve ser nulo e do eixo 3 (Z) precisa ser igual a soma da carga aplicada e do peso próprio da estrutura.

O peso próprio dos elementos pode ser observado na Tabela 3.2, e equivale a 1.297,80 kN. Como a carga aplicada foi de 10.000 kN, o somatório das forças no eixo 3 deve ser de 11.297,80 kN.

Tabela 3.2 – Peso próprio da estrutura modelada

ELEMENTO	COMP. (m)	LARG. (m)	ALT. (m)	QTD.	PESO (kN/m ³)	COEF. MAJORADOR	CARGA TOTAL (kN)
BLOCO	4,20	4,20	2,00	1,00	25,00	1,40	1.234,80
ESTACAS	0,60	0,60	1,00	5,00	25,00	1,40	63,00
SOMA							1.297,80

Observando novamente a Tabela 3.1, o somatório das reações nas três direções, para ambas as malhas, foram compatíveis com os valores esperados, validando o lançamento das estruturas no programa.

A segunda análise entre as malhas foi a comparação das tensões de tração na base do bloco e de compressão em um corte diagonal, conforme Figuras 3.9 e 3.10.

Figura 3.9 – Comparação das tensões de compressão na diagonal do bloco (MPa)

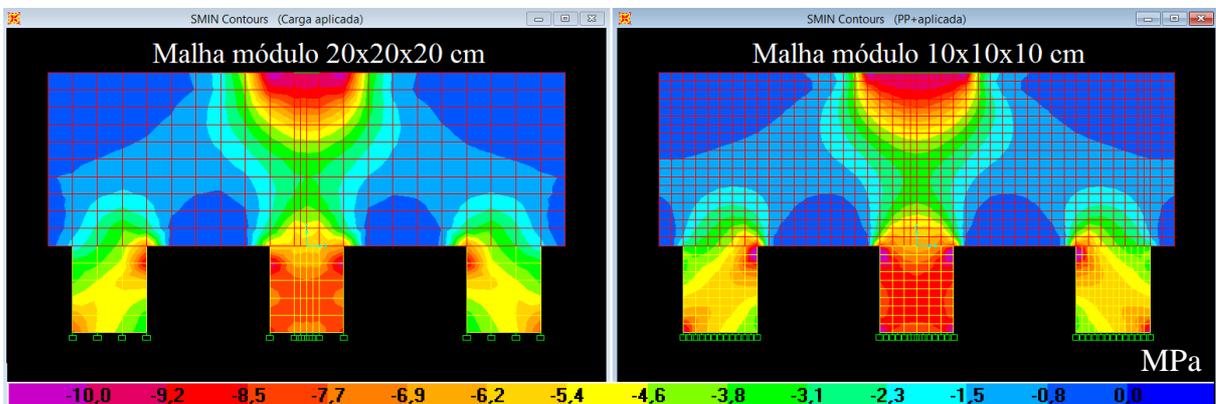
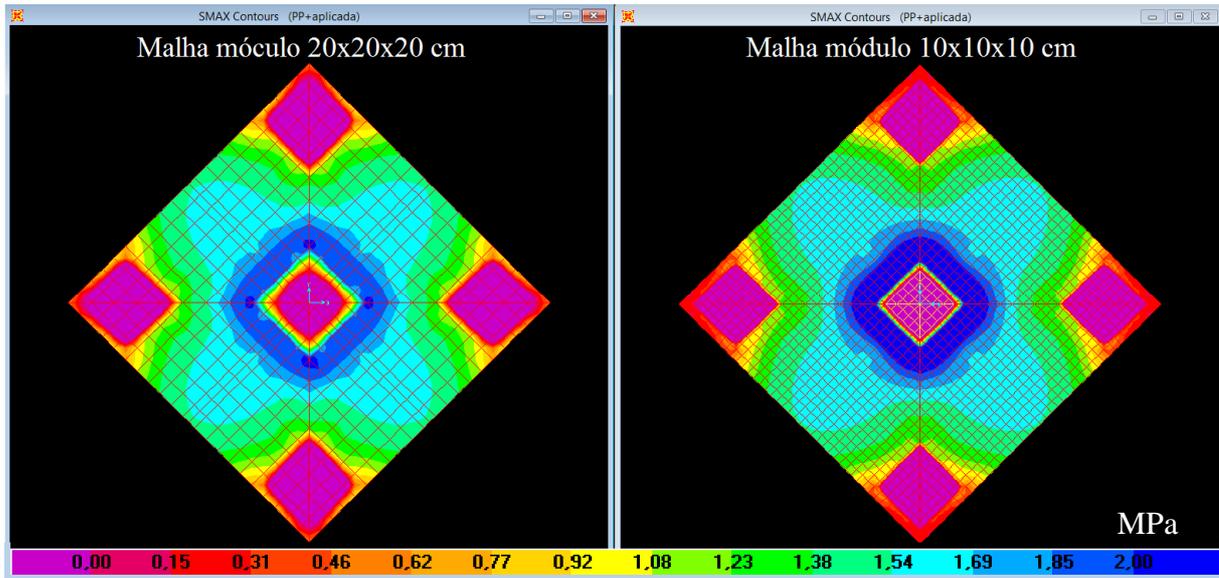


Figura 3.10 – Comparação das tensões de tração na base do bloco (MPa)



Na análise dos campos de compressão da malha de 10 cm, Figura 3.9, percebe-se alguns picos de 10 MPa nos cantos das estacas e uma maior tensão de compressão na estaca central, situações não observadas na malha de 20 cm.

Comparando-se as tensões de tração da Figura 3.10 percebe-se que as tensões de tração na periferia da estaca central está mais elevada na malha modulada em 10 cm, em torno de 2,0 MPa contra 1,85 para a malha de 20 cm. Nas demais regiões os valores ficaram próximos.

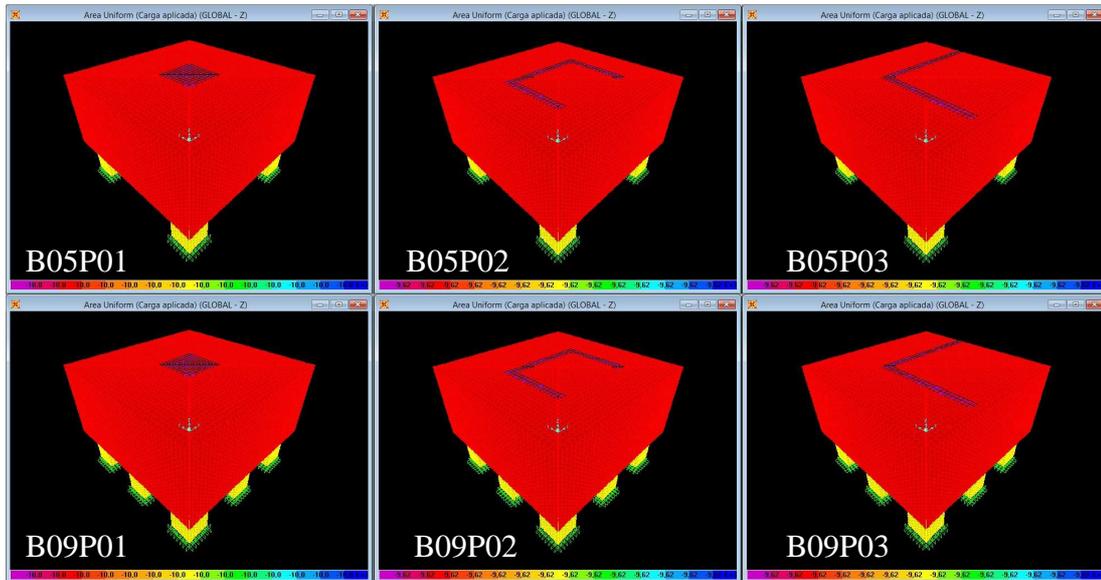
Outra observação é o delineamento suave obtido nas linhas dos campos de tração e compressão, bem como uma melhor definição da posição das regiões nodais, ocorrido no reticulado de 10x10x10 cm.

Diante das análises acima considerou-se a malha modulada em 10 cm mais adequada ao invés da malha de 20 cm, definindo-se então o *solid* de 10x10x10 cm como o elemento a ser utilizado nas modelagens.

3.3 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS E VALIDAÇÃO

Utilizando a modulação de elemento finito definido, foram lançadas as seis estruturas no programa SAP 2000, conforme ilustra a Figura 3.11.

Figura 3.11 – Lançamento das estruturas a serem analisadas



A validação dos lançamentos ocorreu pela comparação entre os valores das reações das estacas com os valores dos carregamentos, de forma a observar o equilíbrio entre as forças aplicadas e as reações obtidas nas estacas.

Tabela 3.3 – Comparação entre carga aplicada e reações

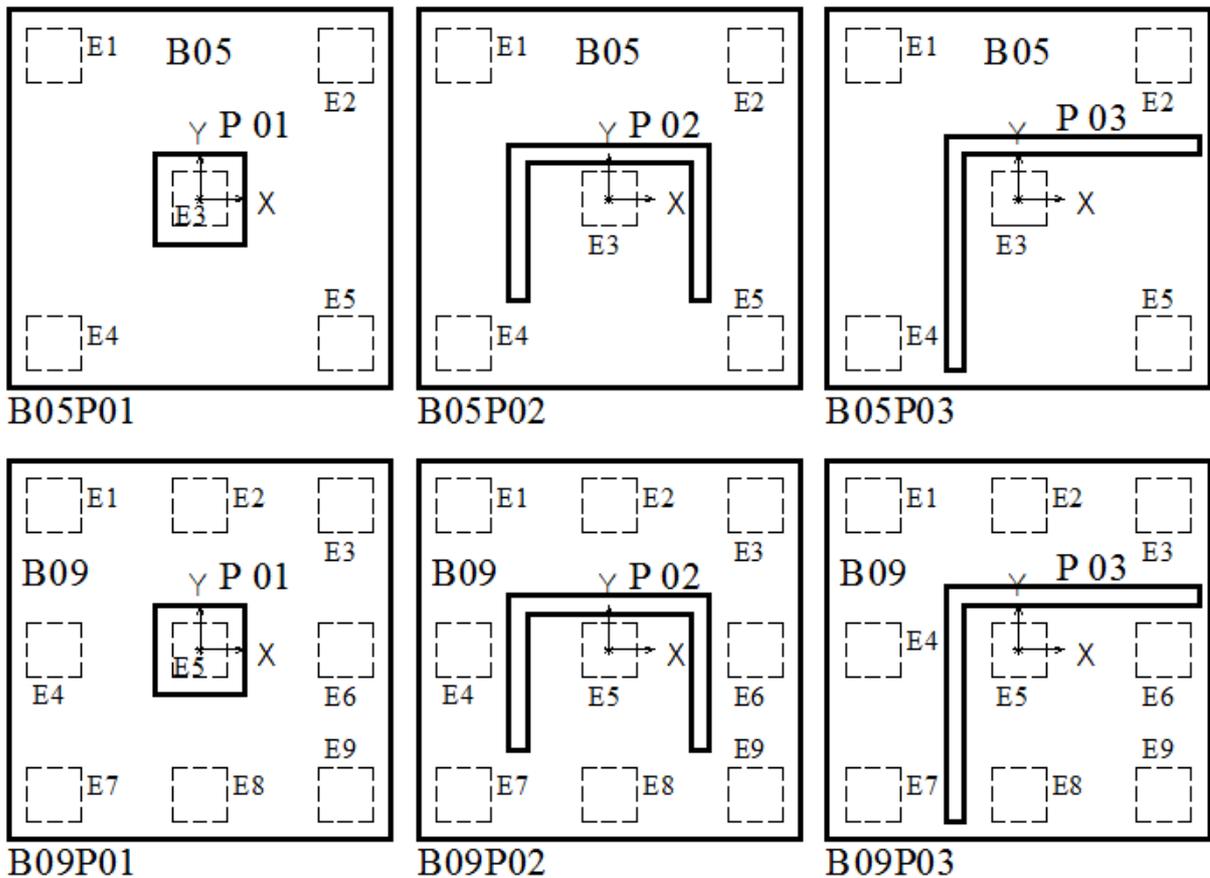
Estrutura	Reações extraídas do SAP2000			Carregamento Total (kN)
	$\Sigma F1$ (kN)	$\Sigma F2$ (kN)	$\Sigma F3$ (kN)	
B05P01	0,006	0,001	11.297,800	-11.297,800
B05P02	0,008	- 0,011	11.297,797	-11.297,800
B05P03	- 0,007	- 0,003	11.297,800	-11.297,800
B09P01	0,001	0,007	11.348,203	-11.348,200
B09P02	0,007	0,004	11.348,201	-11.348,200
B09P03	- 0,004	- 0,011	11.348,207	-11.348,200

Analisando a Tabela 3.3 observa-se que o somatório de esforços em F1 (direção “x”) e F2 (direção “y”) são próximos a zero (maior valor em -0,011 kN), conforme o esperado, visto a aplicação de apenas forças verticais. No carregamento vertical, os valores também foram compatíveis, com variações menores que 0,01 kN. Desta forma, o lançamento das estruturas no programa foi validado.

3.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS

Para uma melhor visualização do posicionamento dos pilares sobre o bloco e em relação as estacas, elaborou-se a Figura 3.12. Nesta é possível perceber as estacas que estão mais próximas ou mais afastadas da região de aplicação da carga dos pilares.

Figura 3.12 – Planta das estrutura analisadas



A primeira análise feita foi o valor das reações de apoio em cada estaca em todas as simulações. Ela permite observar o quanto do carregamento vai para cada estaca e mostra uma prévia do caminhamento das cargas e dos fluxos de tensões a serem visualizados quando da análise das escoras e regiões nodais.

Extraindo o somatório das forças para o eixo 3 (Z) nos nós da base de cada estaca por meio do SAP2000 obtém-se a Tabela 3.4 para o bloco B05 e a Tabela 3.5 para o bloco B09. Nestas tabelas estão apresentadas o valor da reação em cada estaca e a porcentagem em relação a carga total, podendo-se ver a variação ocorrida entre as estacas.

Tabela 3.4 – Reação de apoio em cada estaca para o bloco B05 para as três simulações

ESTACA	REAÇÃO NA ESTACA					
	B05P01		B05P02		B05P03	
	Valor (kN)	% da carga total	Valor (kN)	% da carga total	Valor (kN)	% da carga total
E1	2.043,83	18,09%	2.115,91	18,73%	1.955,34	17,31%
E2	2.043,85	18,09%	2.115,93	18,73%	2.278,82	20,17%
E3	3.122,43	27,64%	2.892,13	25,60%	2.831,73	25,06%
E4	2.043,85	18,09%	2.086,92	18,47%	2.278,93	20,17%
E5	2.043,83	18,09%	2.086,91	18,47%	1.952,98	17,29%

Tabela 3.5 – Reação de apoio em cada estaca para o bloco B09 para as três simulações

ESTACA	REAÇÃO NA ESTACA					
	B09P01		B09P02		B09P03	
	Valor	% da carga total	Valor	% da carga total	Valor	% da carga total
E1	1.031,23	9,09%	1.092,07	9,62%	974,73	8,59%
E2	1.341,81	11,82%	1.292,99	11,39%	1.298,97	11,45%
E3	1.031,24	9,09%	1.092,08	9,62%	1.260,85	11,11%
E4	1.341,81	11,82%	1.407,64	12,40%	1.329,13	11,71%
E5	1.856,02	16,36%	1.637,77	14,43%	1.585,76	13,97%
E6	1.341,81	11,82%	1.407,64	12,40%	1.365,86	12,04%
E7	1.031,24	9,09%	1.089,69	9,60%	1.265,54	11,15%
E8	1.341,81	11,82%	1.238,65	10,91%	1.326,53	11,69%
E9	1.031,23	9,09%	1.089,68	9,60%	940,84	8,29%

Para a simulação do pilar com carga central sobre o bloco de cinco estacas (B05P01) tem-se que a estaca central recebeu 9,55% a mais de carga comparado as estacas nos vértices. Nas outras duas estruturas B05 com pilares de geometria complexa houve uma diferença entre a estaca central e as demais estacas entre 6,87% a 7,13% para o B05P02 e entre 4,89% a 7,78% para a estrutura B05P03, mostrando uma distribuição mais homogênea dos esforços, quando da modificação da geometria do pilar para estes casos.

Pelos esforços encontrados observa-se que, no carregamento do pilar quadrado, à estaca central recebeu 27,64% da carga, 7,64% a mais do que 1/5 da força que seria obtido pela simplificação proposta na teoria clássica.

Para o bloco de nove estacas a estrutura do P01 também gerou uma carga maior para a estaca central, esforço este que ficou de 4,53% à 7,27% maior em relação as demais. Para as estruturas P02 e P03 os esforços também foram melhor redistribuído, ficando entre 2,03% a 4,83% para o P02 e entre 1,94% a 5,68% para o P03.

O valor da reação da estaca é exatamente o valor da carga do pilar que, por meio da formação de uma escora, migrará da base do pilar para o topo da estaca e a determinação de como tal fluxo ocorrerá é o objetivo do próximo tópico.

Para a visualização dos campos de tensões de tração e compressão nos blocos processados computacionalmente pelo SAP2000 basta acessar o item “*stress contours for solids*” do programa e gerar os valores correspondentes das tensões de tração e compressão conforme será visto a seguir.

3.4.1 Campos de tensão de compressão

O intuito deste tópico é observar a formação dos campos de compressão e definir a posição das escoras para cada configuração em estudo, para isso, foram analisadas seções de cortes das estruturas.

Para observar a variação ocorrida pela modificação dos pilares, foram abordados os resultados por geometria de pilar, sendo então analisadas as diferenças ocorridas para as duas disposições de estacas B05 e B09.

Para a visualização das escoras observou-se cortes horizontais e verticais. Nos cortes horizontais foram extraídos primeiramente nove campos de tensões espaçados ao longo de toda a altura do bloco e, quando necessário, fez-se cortes com maior refinamento. Já nos cortes verticais foi observado a evolução das escoras por meio de seções passando pelo eixo das estacas.

Para uma melhor visualização dos resultados, optou-se em fixar a escala de esforços de compressão entre 0,0 e -5,0 MPa.

O primeiro pilar analisado foi o Pilar P01. Para este, os campos de tensões obtidos no bloco B05 são os apresentados nas Figura 3.13 (corte vertical) e 3.15 (cortes horizontais), e no bloco B09 são as Figuras 3.14 (cortes verticais) e 3.16 (cortes horizontais).

Figura 3.13 – Campos de tensão ao longo do corte AA da estrutura B05P01

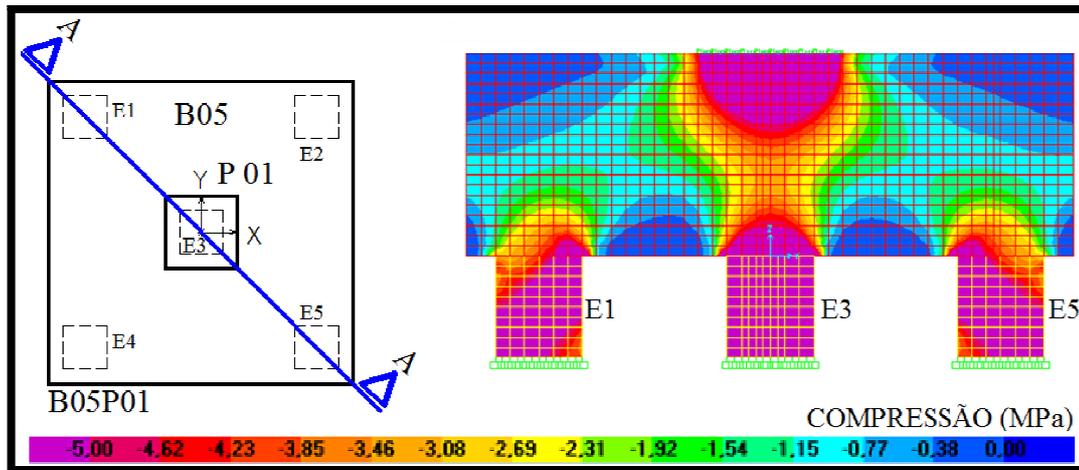


Figura 3.14 – Campos de tensão ao longo do corte BB e CC da estrutura B09P01

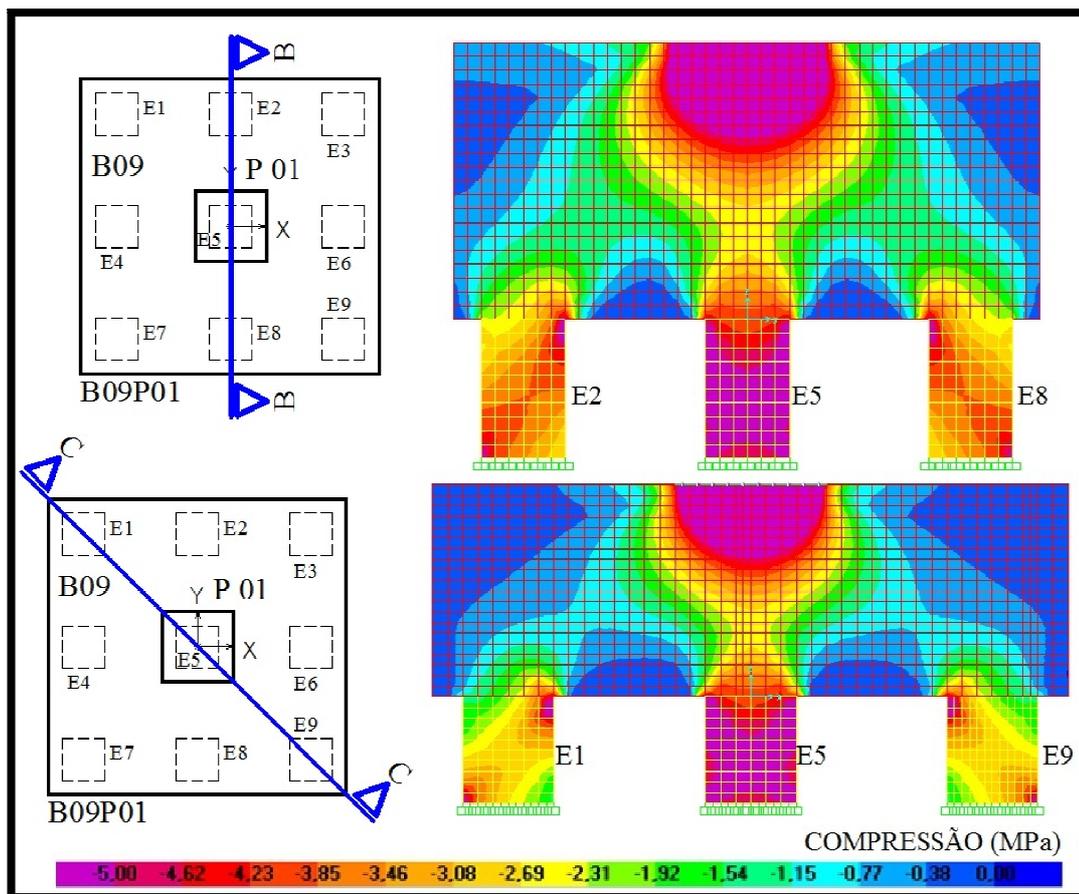


Figura 3.15 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P01

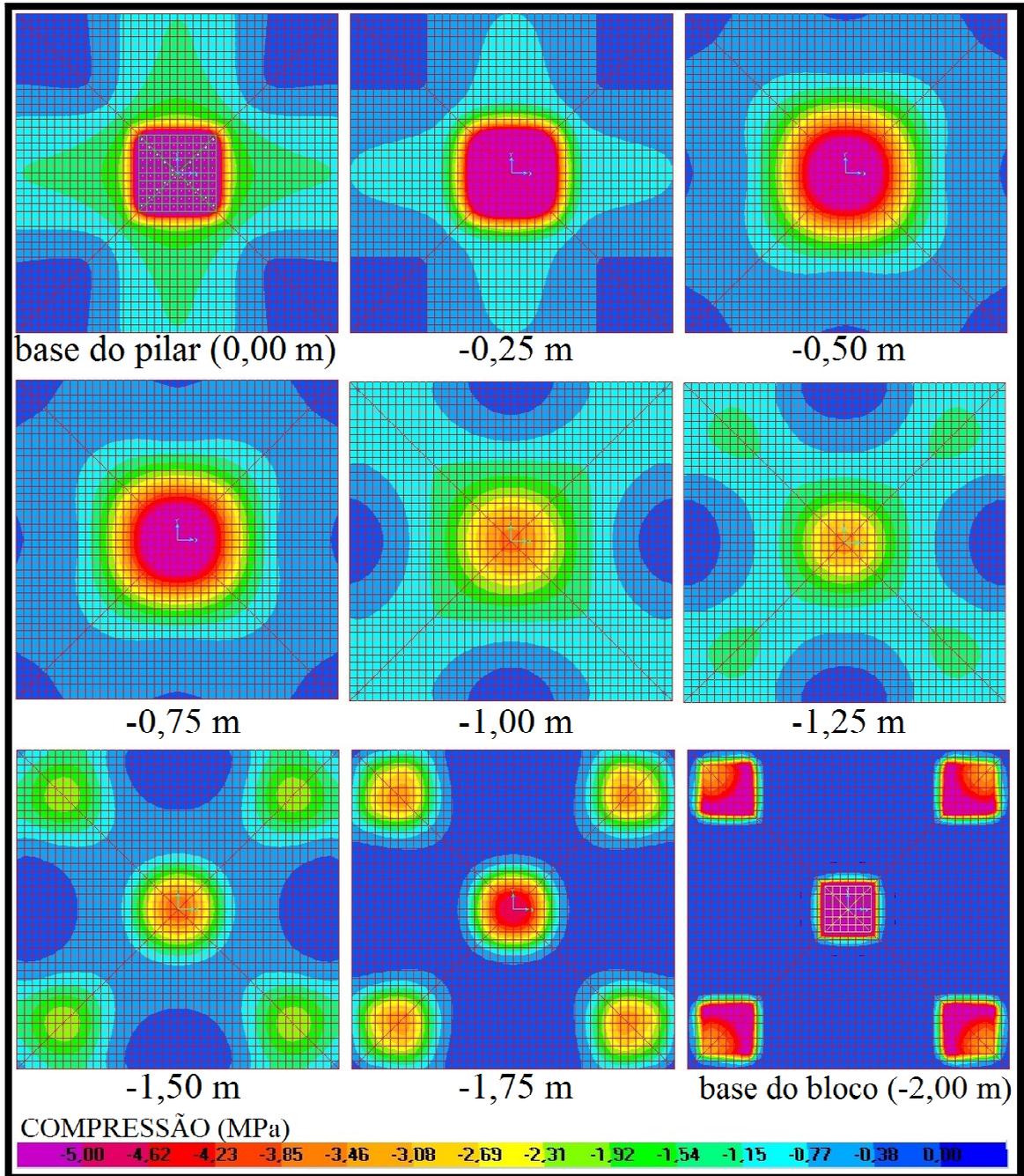
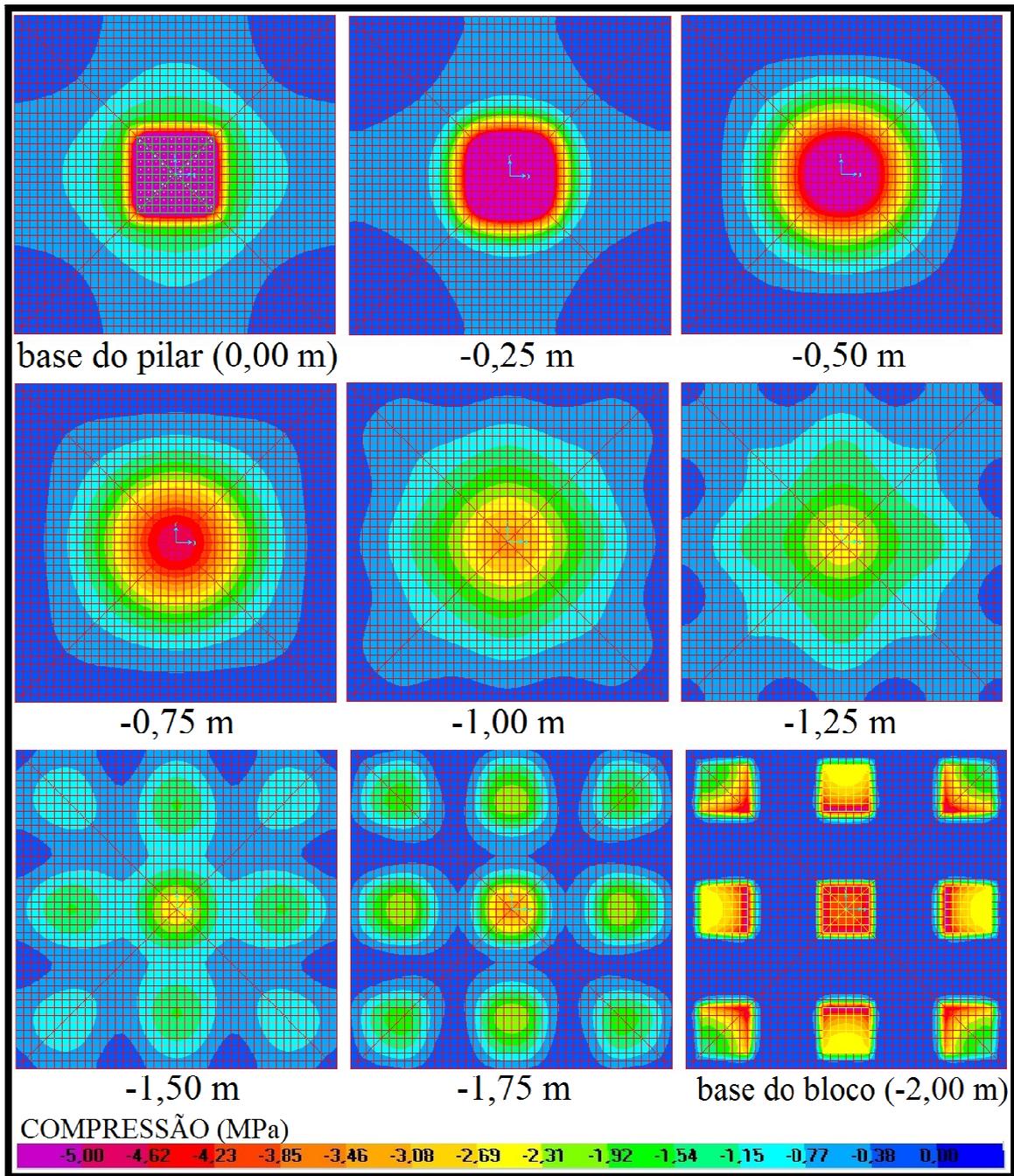


Figura 3.16 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P01



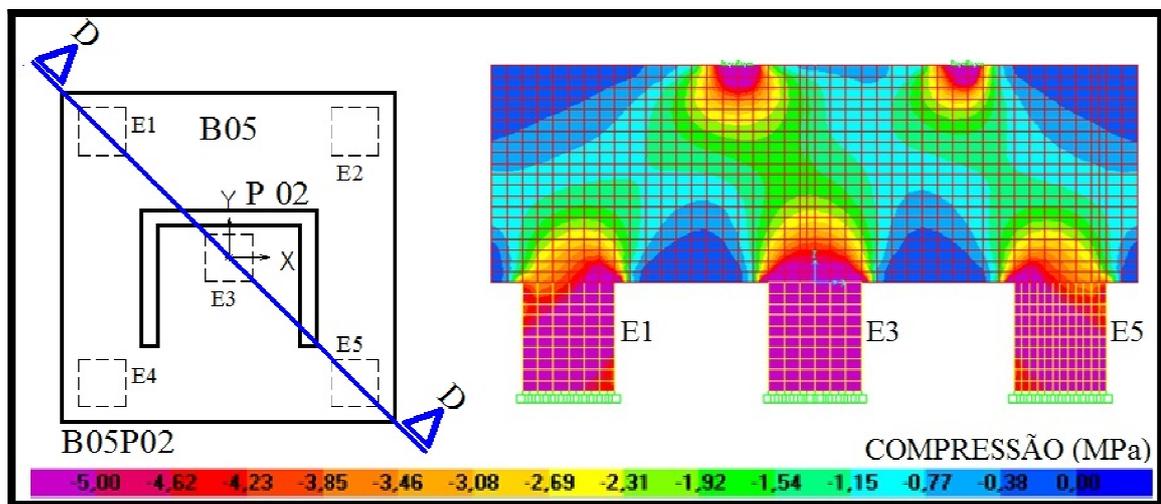
Analisando os campos de compressão, tanto nos cortes horizontais quanto nos cortes verticais, percebe-se as escoras partindo do pilar e chegando até cada uma das estacas. Quanto a intensidade dos campos, nos três cortes verticais extraídos (Figura 3.13 e 3.14) nota-se que a escora mais carregada é a que desce para o pilar central, como previsto nas reações de apoio das estacas do tópico anterior. Em relação as estacas dos vértices do bloco B09, percebe-se por meio dos cortes BB e CC que as escoras que se formam até as estacas E1, E3, E7 e E9,

localizadas mais afastadas do centro, apresentam menor intensidade em comparação com as estacas perpendiculares (E2, E4, E6 e E8) corroborando com suas menores reações de apoio.

Em geral, a configuração de escoras formadas para o pilar quadrado foi similar a estrutura clássica, diferenciando apenas na intensidade dos esforços pela variação dos valores obtidos com relação a regra de 1/5 da força para cada estaca.

Para o Pilar P02, os campos de tensões obtidos nos blocos B05 são os apresentados nas Figuras 3.17 e 3.18.

Figura 3.17 – Campos de tensão ao longo do corte DD da estrutura B05P02



Analisando as intensidades das escoras para esta configuração de pilar percebe-se, novamente, um fluxo de tensões maior em direção à estaca central.

No corte DD da Figura 3.17, identificado também na Figura 3.19, nota-se o perfil das escoras desta seção. Observando os cortes horizontais (Figura 3.18) das cotas -0,75, -1,00 e -1,25 m, percebe-se como ocorre a formação das 5 escoras a partir da região nodal com o formato em “C”, os esforços das pontas do pilar migram para as estacas E4 e E5 e a região próxima do CG se divide entre parte para a estaca central e parte para as estacas E1 e E2. A Figura 3.19 apresenta algumas demarcações em relação à evolução das escoras que ilustram tal ocorrência.

Figura 3.18 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P02

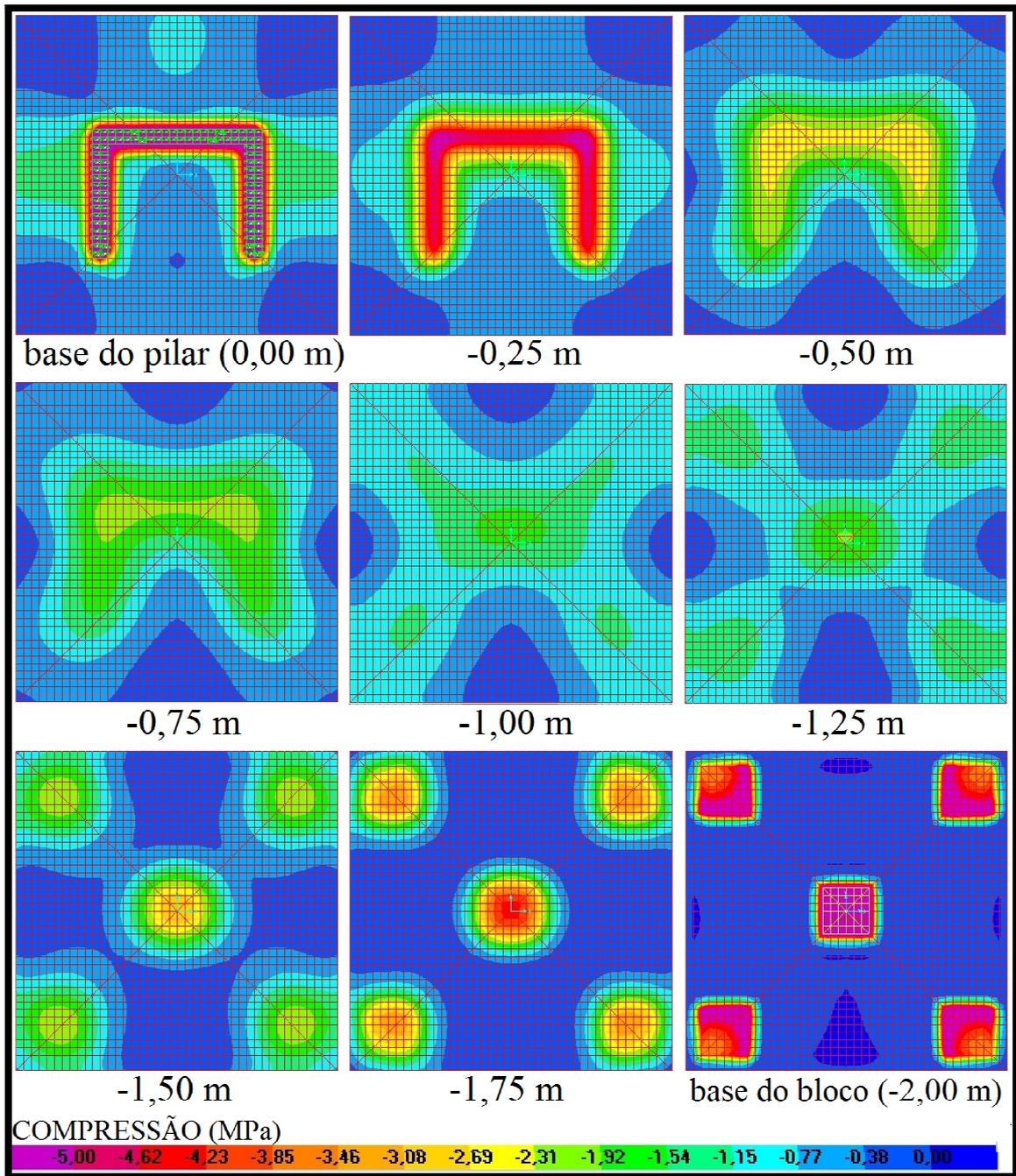
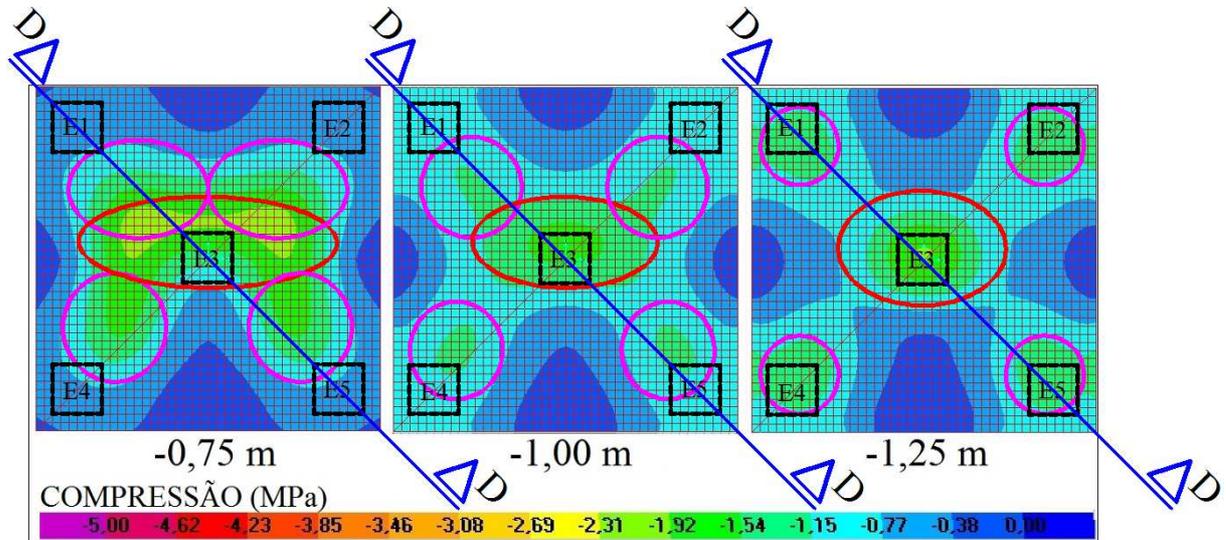


Figura 3.19 – Evolução da formação das escoras da estrutura B05P02



Para a estrutura B09P02, os campos de tensão são os apresentados nas Figura 3.20 e 3.21. A Figura 3.20 apresenta o perfil das escoras, já a Figura 3.21 mostra os cortes horizontais ao longo da altura. Para uma melhor visualização da formação e evolução das escoras no interior do B09P02 extraiu-se cortes mais próximos no interior da estrutura com uma escala de visualização mais refinada, tais cortes formam a Figura 3.22.

Observando a formação das escoras da Figura 3.22 nota-se que as estacas nas proximidades do pilar recebem esforços diretos das áreas adjacentes, esse é o caso para as estacas E1, E2, E3, E4, E6, E7 e E9. A região central do pilar próximo ao CG divide os esforços para as estacas externas e para a estaca central. Já a estaca E8, localizada afastada do pilar, recebe contribuição difusa originada de praticamente toda a região do pilar formando um leque da base do pilar até a base da estaca.

Figura 3.20 – Campos de tensão ao longo dos cortes EE,FF e GG da estrutura B09P02

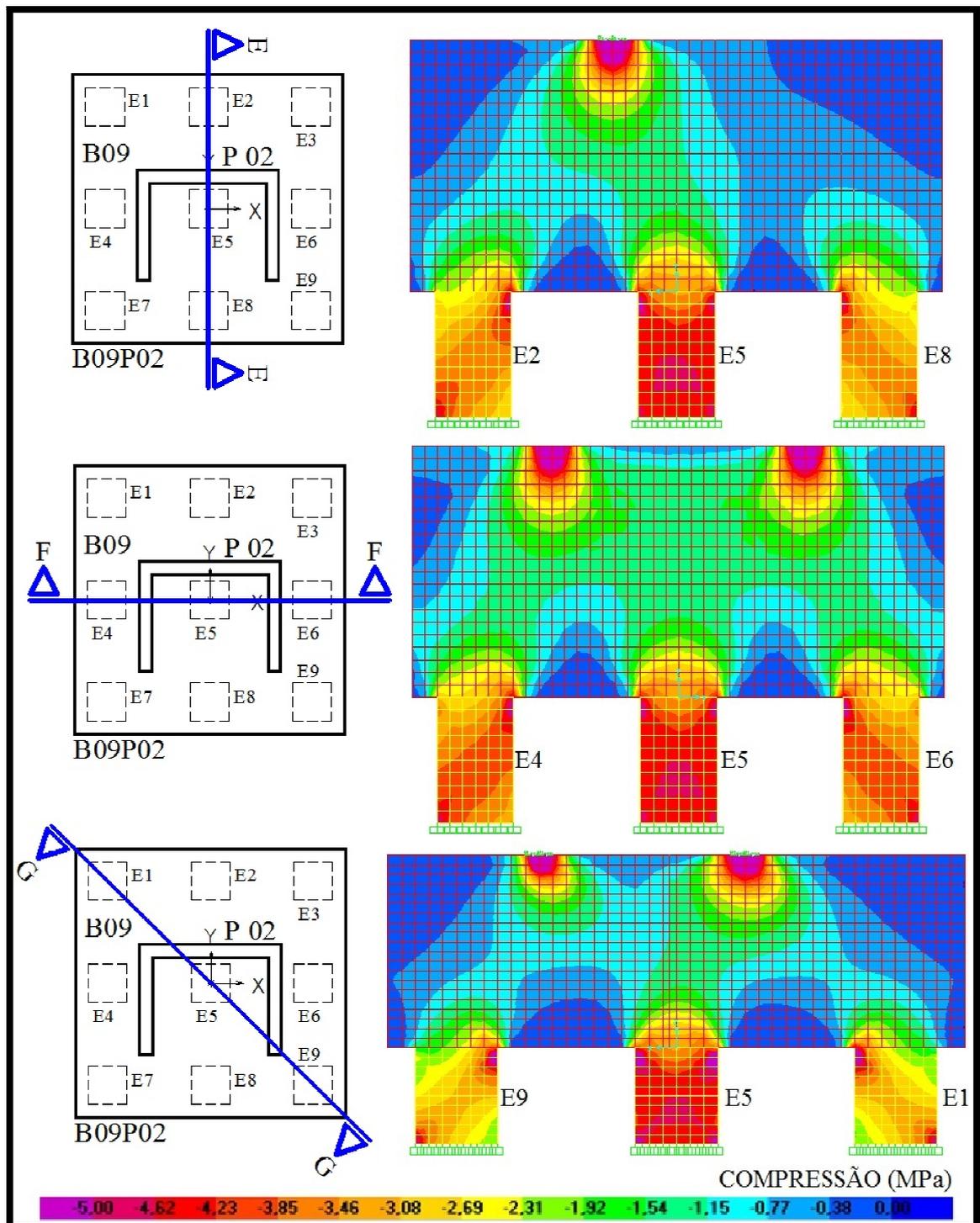


Figura 3.21 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P02

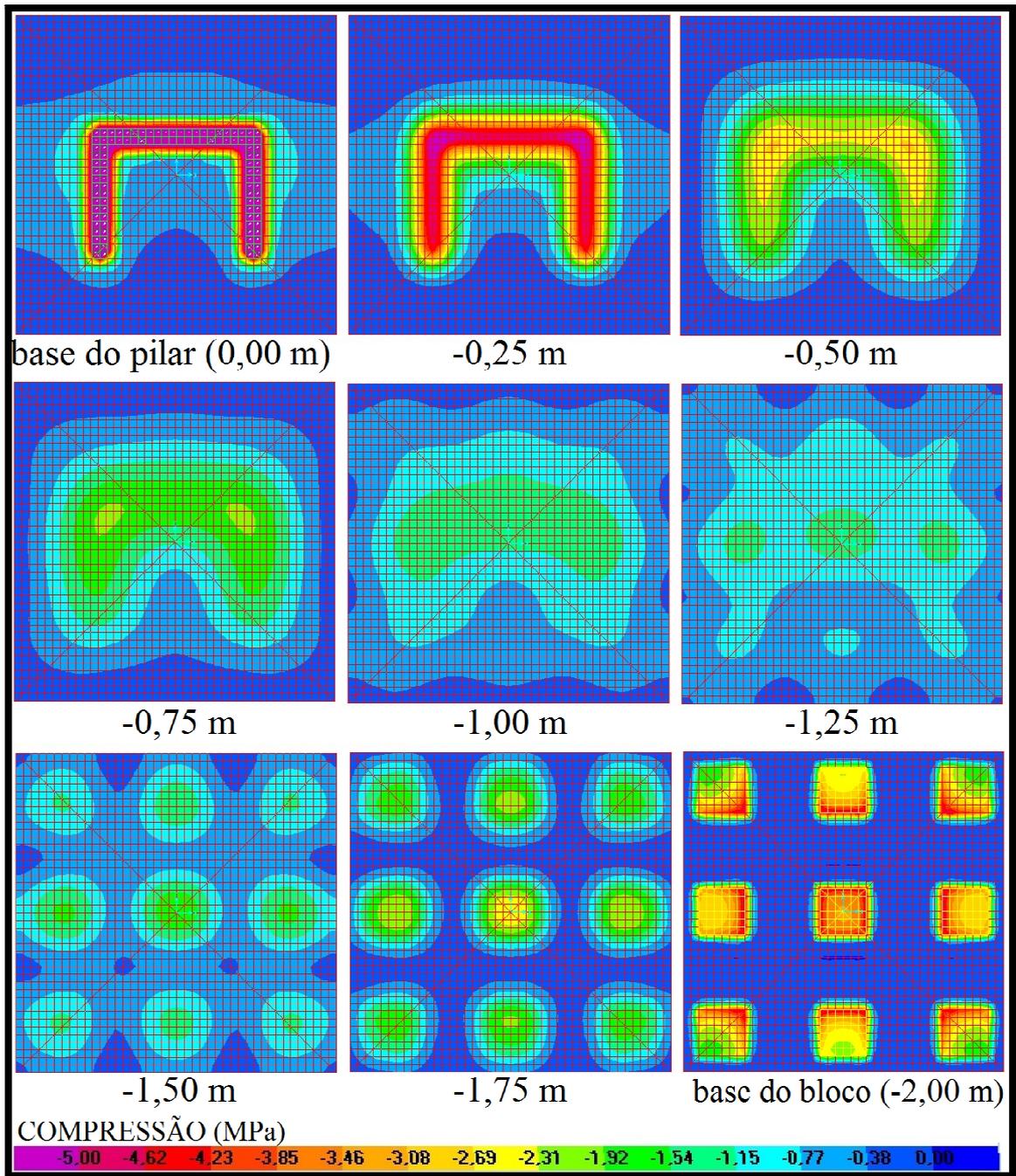
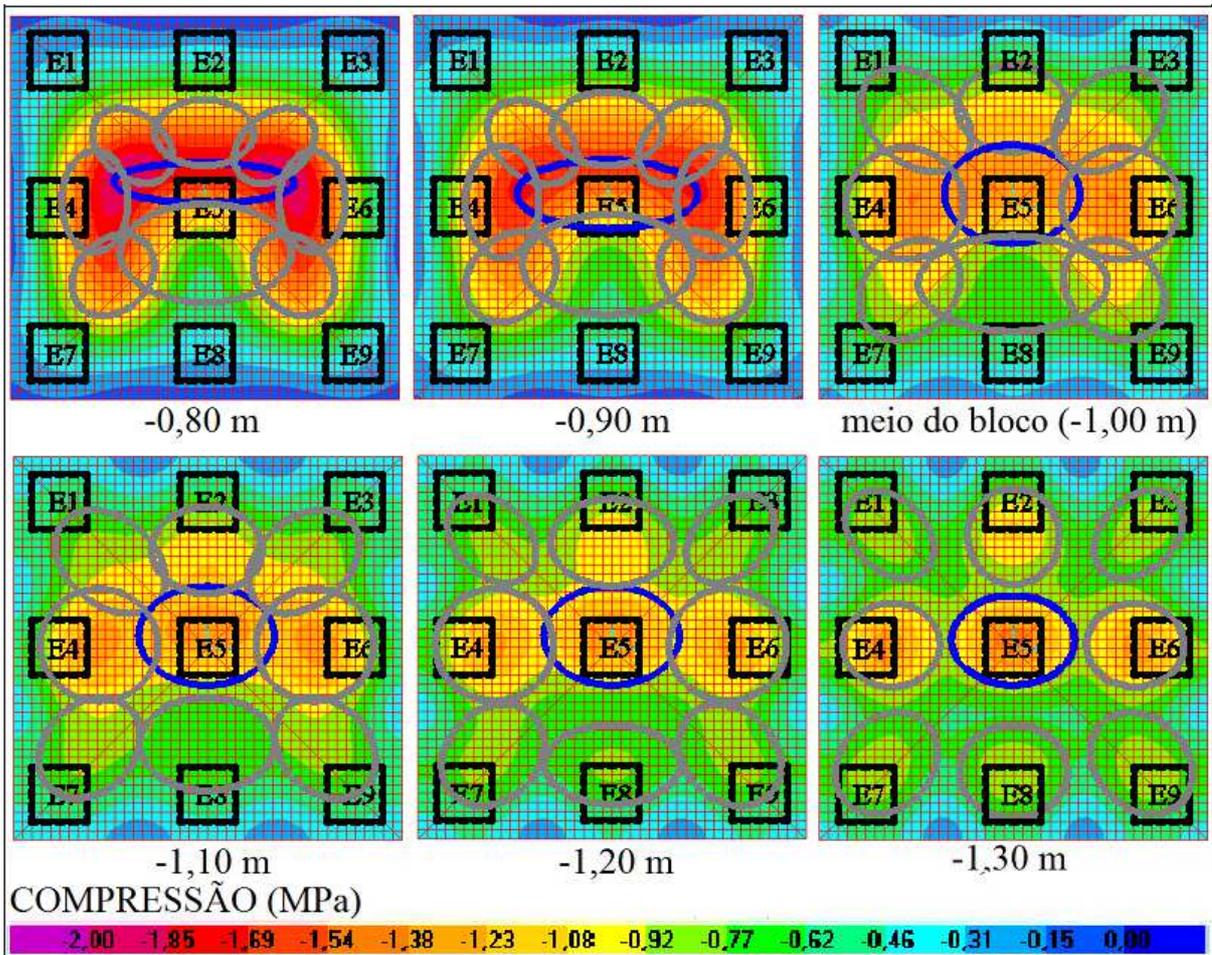


Figura 3.22 – Evolução da formação das escoras da estrutura B09P02



Na estrutura B05P03 foram extraídos 3 cortes verticais para visualização da formação das escoras, apresentados na Figura 3.23. Observando os cortes que passam pela estaca E5 (cortes II e JJ), pode-se notar um campo de compressão de pequena intensidade saindo do pilar P03 em ambos os pontos dos cortes e chegando até a estaca E5, indicando também uma contribuição em leque ao longo do pilar P03 para a formação da escora até à E5.

A Figura 3.24 apresenta os cortes horizontais e, a partir dos cortes das cotas -0,75, -1,00 e -1,25 m, montou-se a evolução das escoras no interior do bloco, conforme apresentado na Figura 3.25.

Notou-se também pela Figura 3.25 que as estacas E1, E2 e E4 recebem contribuição das regiões do pilar mais próximas a elas, já a E3 recebe esforços provenientes das regiões próximas ao CG.

Embora a formação da escora da estaca E5 seja difusa, a tensão que esta recebe é praticamente a mesma da estaca E1 que tem uma contribuição mais direta do pilar, fato que

pode ser observado tanto pela intensidade dos campos de tensão do corte II quanto pela Tabela 3.4 com as reações das estacas.

Figura 3.23 – Campos de tensão ao longo do corte HH, II e JJ da estrutura B05P03

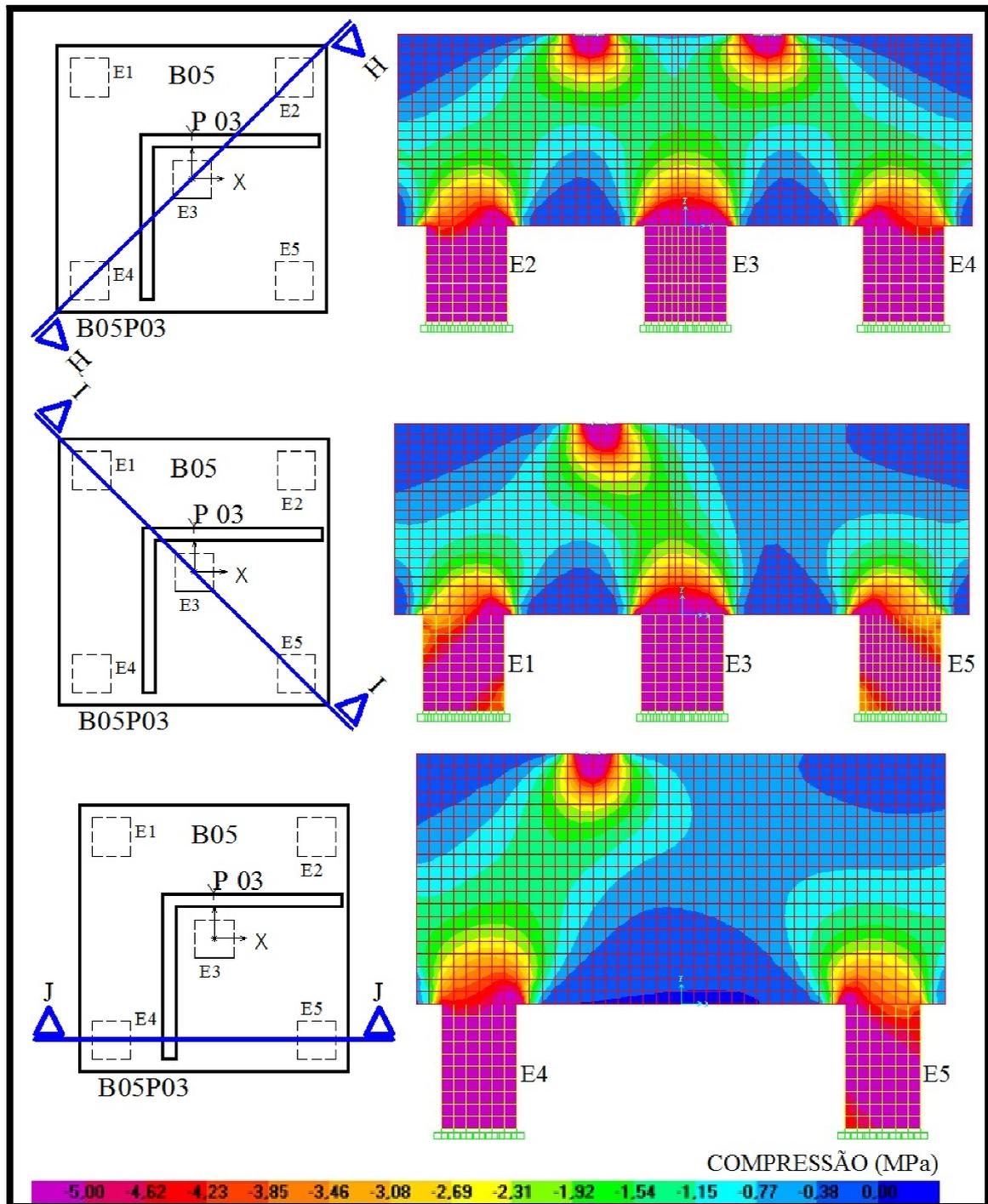


Figura 3.24 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P03

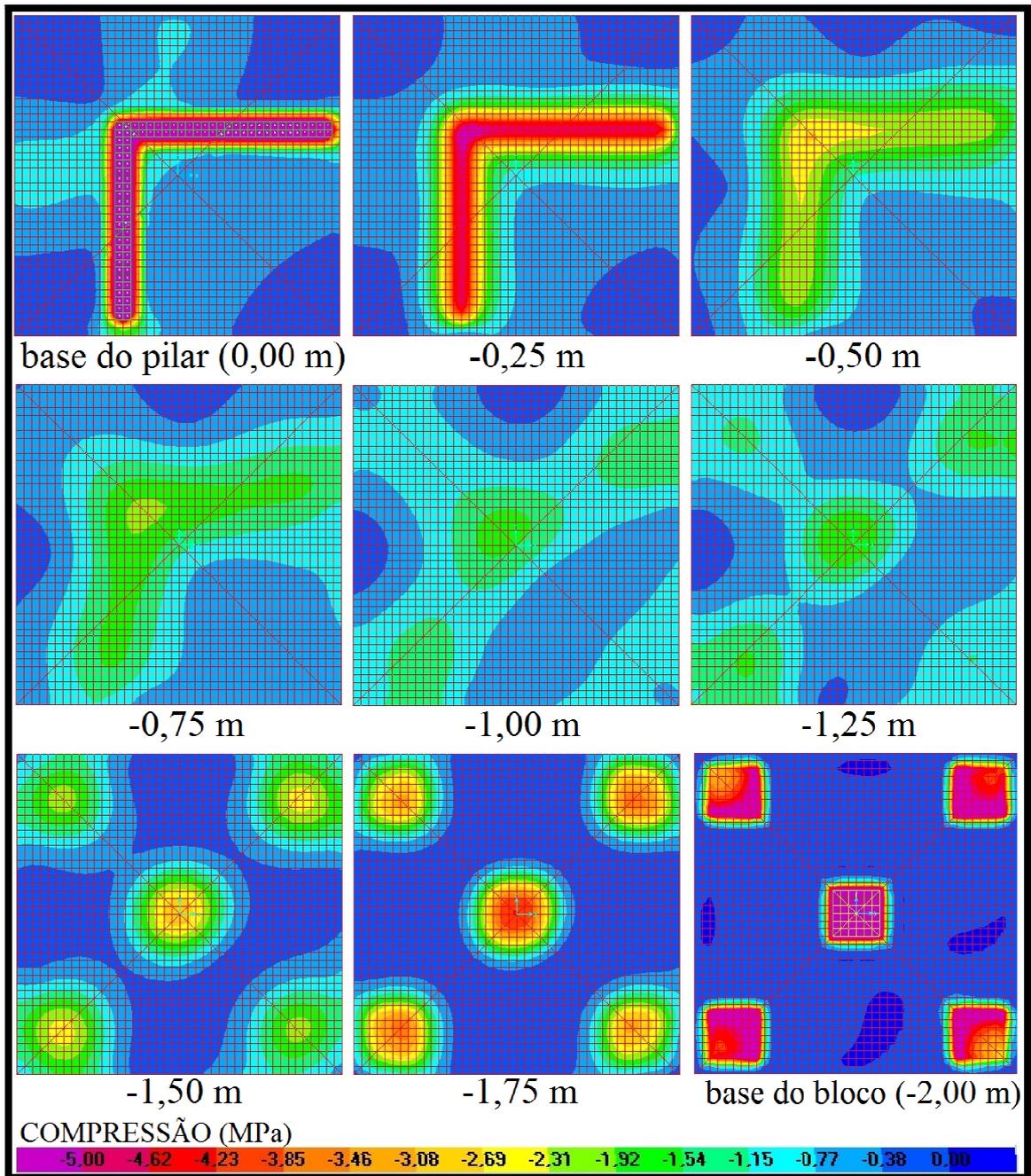
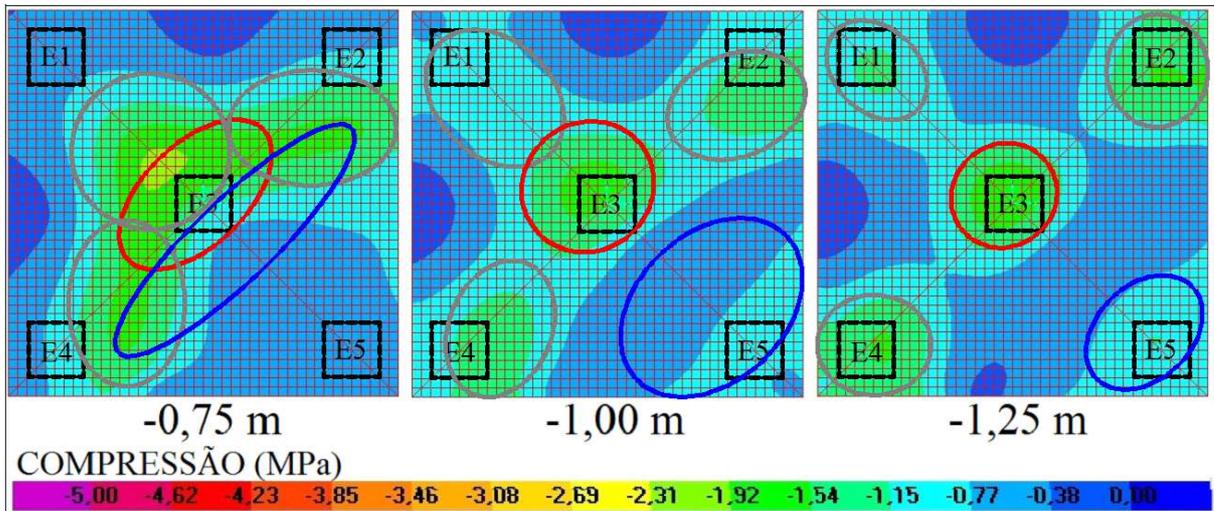


Figura 3.25 – Evolução da formação das escoras da estrutura B05P03



Os últimos campos de compressão estudados foram os da estrutura B05P09. Desta foram obtidos 4 cortes verticais apresentados na Figura 3.26 onde é possível observar a formação das escoras. Igualmente a B05P03, pode-se notar, pelos cortes LL e NN, um campo de compressão de pequena intensidade saindo em leque do pilar P03 e chegando até a estaca mais afastada (E9).

A Figura 3.27 apresenta os cortes horizontais de 25 em 25 centímetros. Para uma melhor visualização do fluxo de tensões extraiu-se cortes mais próximos no interior da estrutura com uma escala de visualização mais refinada (Figura 3.28). Por meio dos fluxos identificados, nota-se que as estacas nas proximidades do pilar recebem esforços diretos das áreas adjacentes, ficando apenas à estaca E9 com uma contribuição difusa, porém com valores próximos aos da estaca E1, o que pode ser observado também pelas reações da Tabela 3.5, 940,84 kN para a E1 contra 974,73 kN para a E9.

Figura 3.26 – Campos de tensão ao longo dos cortes KK, LL, MM e NN da estrutura B09P03

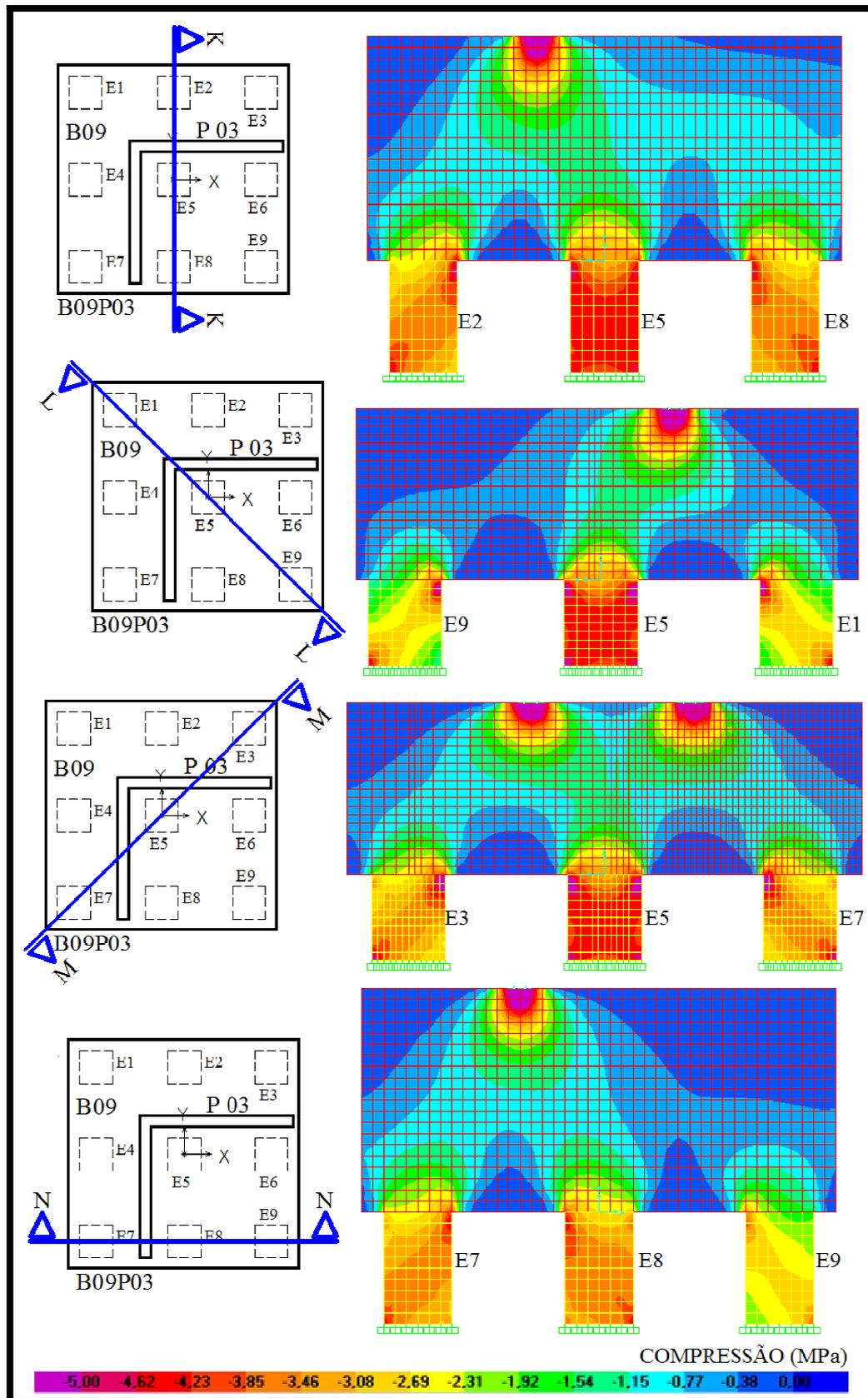


Figura 3.27 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P03

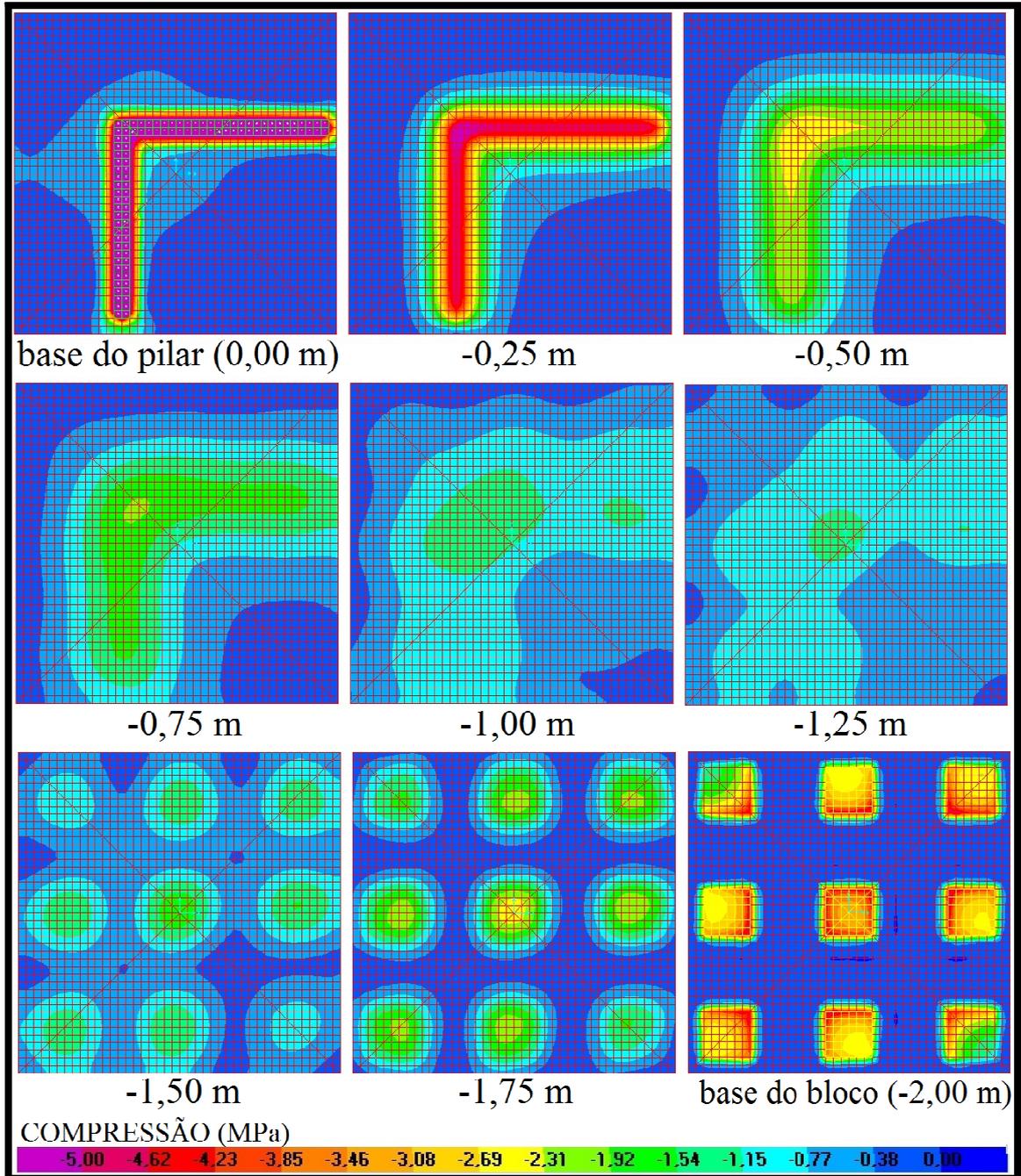
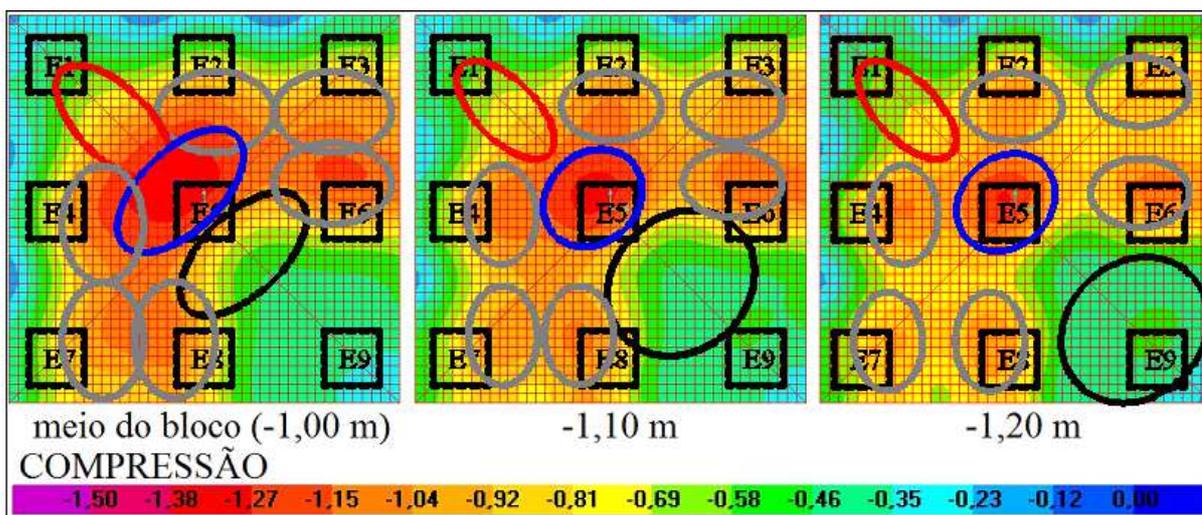


Figura 3.28 – Evolução da formação das escoras da estrutura B09P03



3.4.2 Regiões nodais

O objetivo deste tópico é determinar os valores das tensões de compressão atuantes nas regiões nodais para posteriormente compará-las com as tensões máximas admissíveis. Como pode ser visto nos cortes horizontais e verticais no tópico anterior, as regiões nodais se formam na área de aplicação da carga do pilar e na cabeça das estacas.

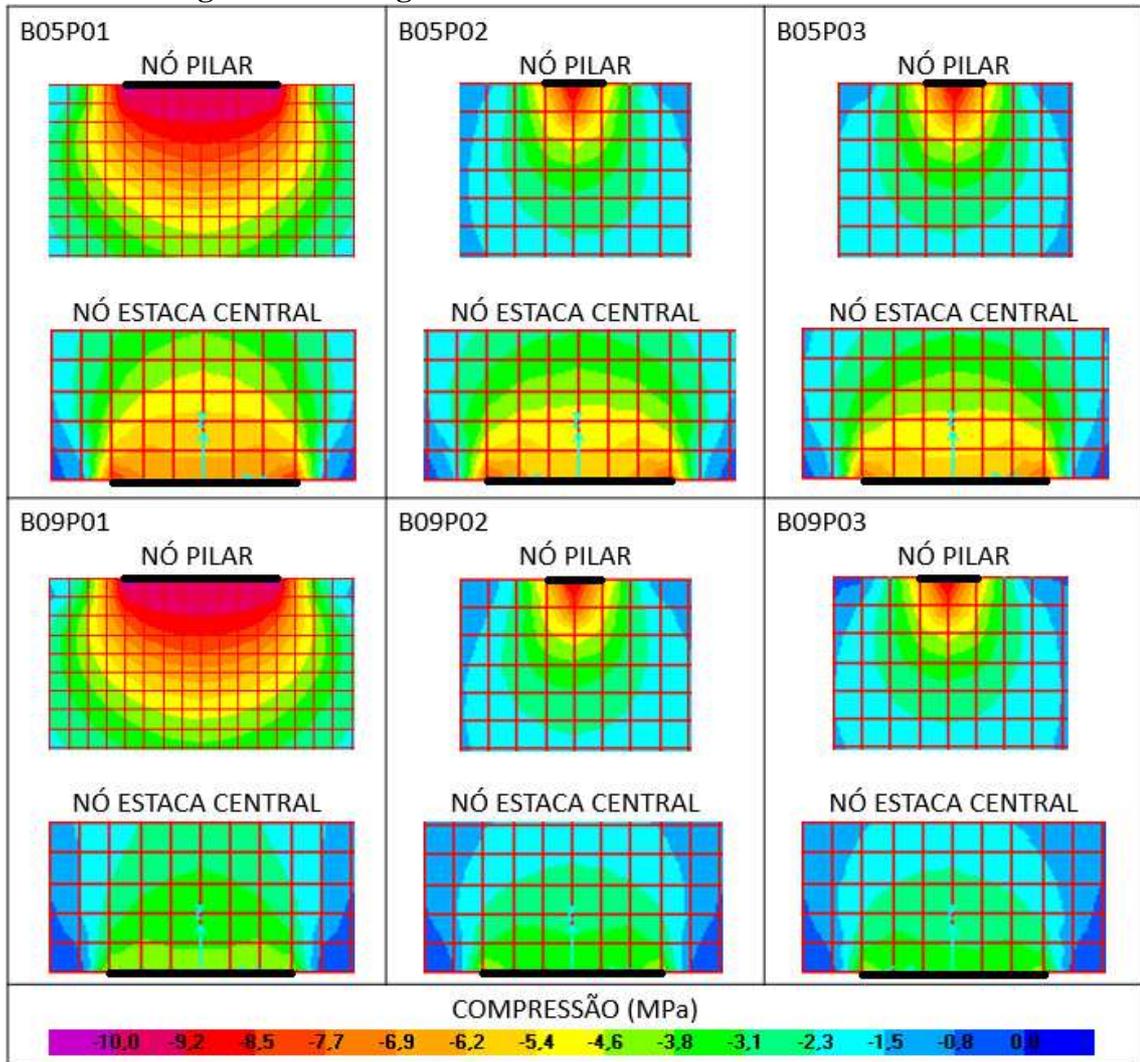
Observando as Figuras 3.13, 3.14, 3.17, 3.20, 3.23 e 3.26 pode-se notar que na interface pilar x bloco é formado um bulbo de tensões acompanhando a geometria do pilar. A tensão de compressão nessa interface é na ordem de 10 MPa, sendo esta a maior tensão registrada. Tal valor ocorre em todos os casos pois o carregamento de 10.000 kN está aplicado em pilares com área próxima a um metro quadrado, resultando na tensão de 10 N/mm². Embora a tensão da face de aplicação seja a mesma, a condição concentrada do pila P01 fez com que o bulbo de tensão do nó das estrutura B05P01 e B09P01 alcance-se uma profundidade muito maior que as demais estruturas onde os pilares exercem um carregamento praticamente linear.

Em relação as estacas, o nó da estaca central de cada estrutura é o mais carregado, visto este receber o maior fluxo de carga, conforme observado também pelas reações de apoio.

Extraindo os campos de compressão dos nós dos pilares e das estacas centrais das seis estruturas obtêm-se a Figura 3.29. Observando as regiões nodais percebe-se nos pilares os valores próximos de 10 MPa. Já nos nós das estacas centrais, as tensões de compressão

ficaram na ordem de 8,5 MPa para os blocos com cinco estacas e 5,0 MPa para os blocos com nove estacas.

Figura 3.29 – Regiões nodais das seis estruturas analisadas.



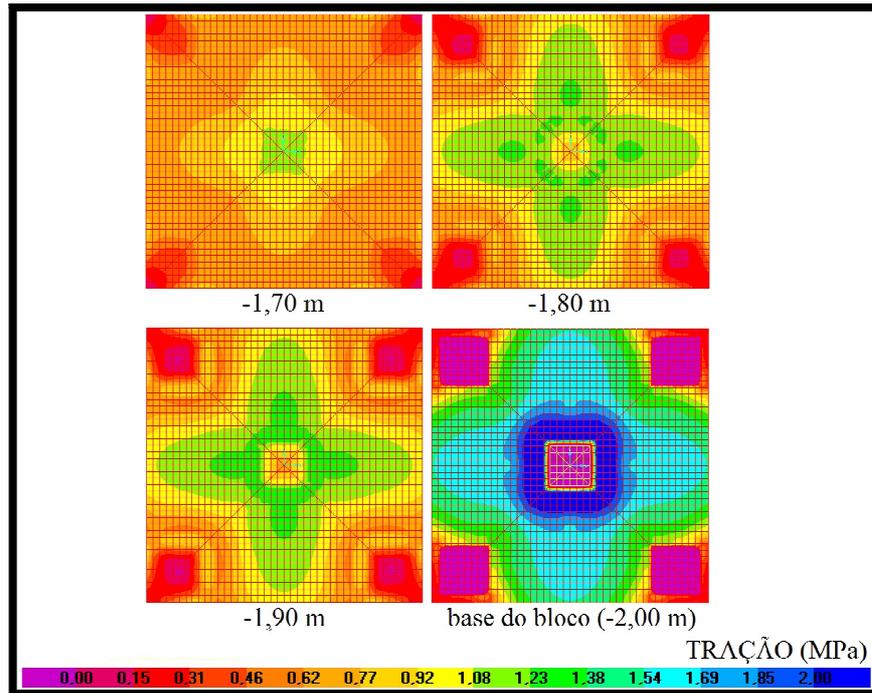
3.4.3 Campos de tensão de tração

Nesta seção são observados os campos de tração no interior das estruturas procurando identificar sua formação e intensidade, de forma a ser possível definir os locais e área de armadura necessária para o dimensionamento dos blocos. Para isso foram extraídos cortes verticais em algumas posições da estrutura e cortes horizontais mostrando a distribuição de tensões na base e em seções inferiores.

3.4.3.1 Bloco sobre cinco estacas

A primeira estrutura estudada foi a B05P01. As seções inferiores estão mostradas na Figura 3.30 e os cortes verticais na Figura 3.31.

Figura 3.30 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P01



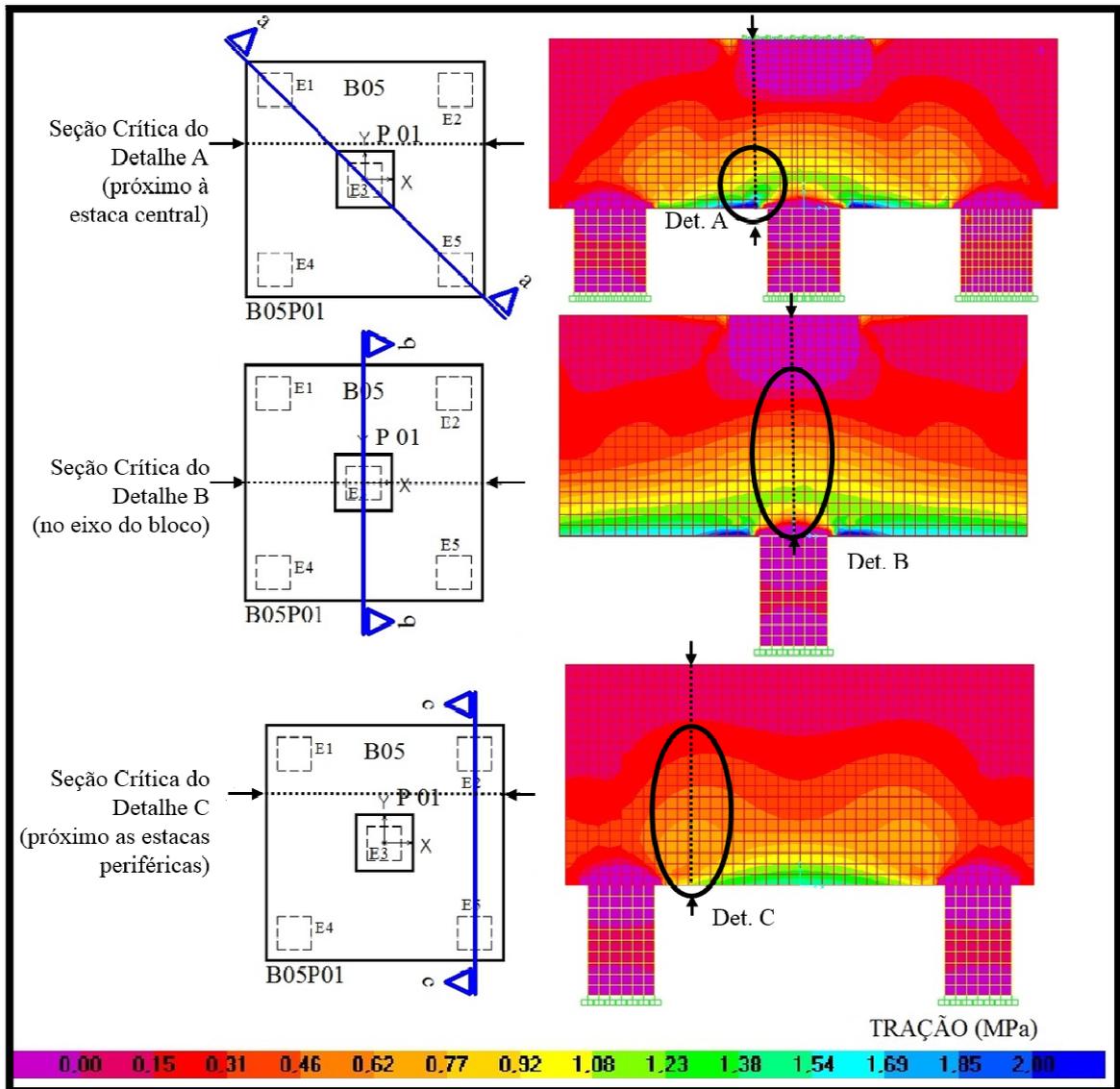
Analisando a tensão na base do bloco nota-se uma concentração de tração na ordem de 2 MPa no entorno da estaca central que vai reduzindo ao longo da área da base ficando em 1,5 MPa entre as estacas periféricas.

Pela configuração de tensões de tração observada, a armação precisa cobrir tanto as diagonais, passando pela estaca central, quanto a periferia, unindo as estacas externas. A alternativa adotada para atender aos dois casos foi uma armadura em malha cobrindo toda a área do fundo do bloco.

Observando a evolução ao longo da altura (Figura 3.31) nota-se a redução gradativa das tensões quando se afasta da base em direção ao topo do bloco. A partir destes cortes percebe-se também as regiões onde ocorrem valores mais significativos das tensões de tração:

- Próximo à estaca central com a maior tensão registrada (Detalhe A);
- Uma maior zona tracionada no eixo do bloco (Detalhe B);
- Próximo as estacas periféricas (Detalhe C).

Figura 3.31 – Campos de tensão ao longo dos cortes aa, bb e cc da estrutura B05P01



Para a quantificação das forças de tração e a determinação das áreas de aço da malha a ser utilizada, calculou-se o valor dos esforços nos cortes passando por estas três seções críticas da estrutura (seções críticas do detalhe A, B e C conforme Figura 3.31) observando que, por simetria, há equivalência entre os eixos x e y.

Devido aos baixos valores da tensão de tração nas camadas superiores do bloco entre a base do pilar e a profundidade média (-1,00 m), tensões estas inferiores a 0,3 MPa (1,2% do f_{ck}), restringiu-se a quantificação das tensões de tração para as atuantes entre a cota -1,00 m até a -2,00 m (base do bloco), tal procedimento foi feito para todas as estruturas, conforme descrito a seguir (Figura 3.32):

- Fez-se um corte vertical passando ao longo da largura do bloco pelas três seções críticas (linhas pontilhadas da Figura 3.31);
- Para cada nó da malha de 10x10 cm em cada seção de corte de elementos finitos entre a profundidade de -1,00 m até -2,00 m obteve-se o valor da tensão em MPa atuante (Figura 3.32);
- A tensão nodal é multiplicada pela área de influência do nó, que no caso é 100 cm², assim, a tensão do nó vezes sua área de influência resulta na força atribuída a esta região (Figura 3.32);
- Fazendo-se tal procedimento ao longo da linha de elementos (na vertical) e somando-se tais valores obtêm-se a resultante da força de tração atuante nesta faixa;
- Fazendo-se isso ao longo da largura do bloco, para as 43 linhas, é obtida a força atuante na parte inferior do bloco em cada corte;
- Após isso é comparado o somatório de cada linha vertical entre as seções de corte realizadas, sendo possível então definir a maior resultante de tração atuante em cada uma das 3 seções críticas arbitradas, chegando-se a Tabela 3.6.

Figura 3.32 – Determinação das forças de tração na seção de corte

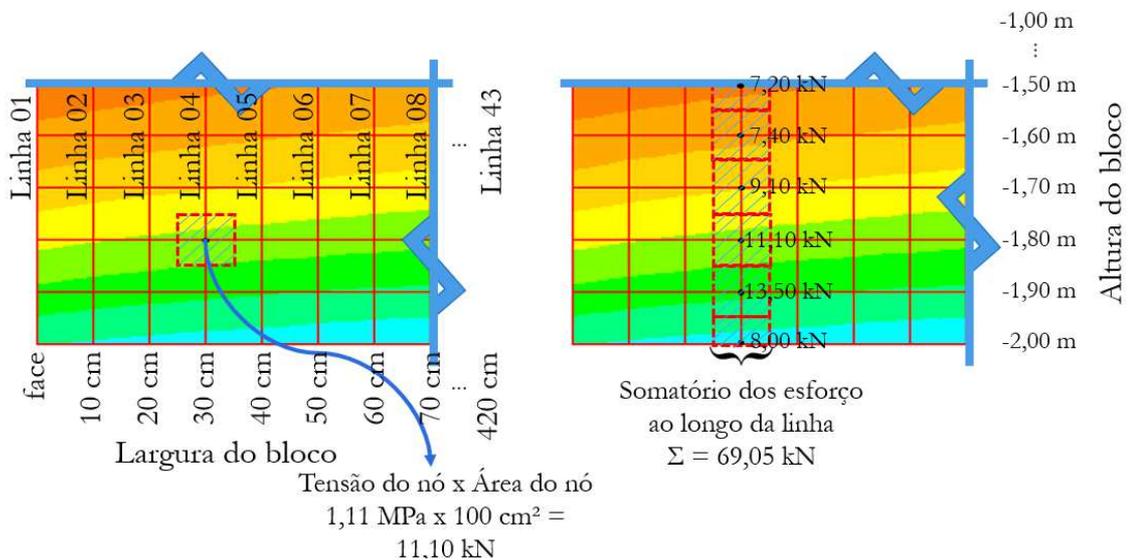


Tabela 3.6 – Força de tração ao longo da estrutura B05P01

LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN)	34,78	69,10	68,55	69,05	71,05	73,25	75,20	77,15	78,70	79,60	75,95
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN)	71,80	84,10	86,50	89,95	93,40	102,75	96,95	89,10	90,50	91,00	91,10
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN)	91,00	90,50	89,10	96,95	102,75	93,40	89,95	86,50	84,10	71,80	75,95
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN)	79,60	78,70	77,15	75,20	73,25	71,05	69,05	68,55	69,10	34,78	

Analisando a Tabela 3.6 observa-se que a faixa mais carregada apresenta força de 102,75 kN. Calculando-se a média da força de tração ao longo das faixas obtêm-se o valor de 79,72 kN/faixa. Somando-se os valores ao longo das 43 linhas tem-se a força de tração total atuante na região inferior do bloco, sendo esta de 3.427,95 kN.

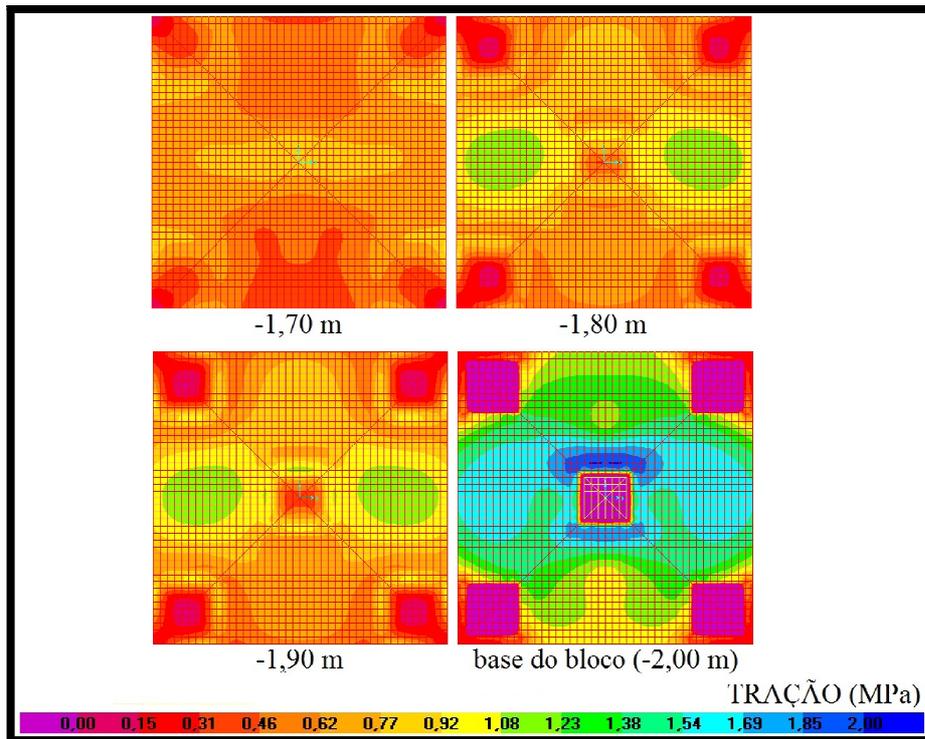
Conhecendo-se o valor da força ao longo de cada faixa é possível dimensionar a área de aço necessária para resistir as tensões de tração atuantes no bloco. Há várias estratégias possíveis para esse dimensionamento como por exemplo:

- Somar as forças ao longo de cada metro da base do bloco e obter então a área de aço em cm^2/m a ser aplicada em cada posição, resultando em uma armação variável ao longo da base;
- Observar o conjunto de 10 faixas que apresentassem a maior força somada, ou seja a região com maior força em kN/m , calcular a área de aço em cm^2/m e aplicar tal taxa ao longo de toda a base de forma a se obter uma armação constante ao longo da base;
- Calcular a força média atuante ao longo de toda a base e calcular a área de aço para esta força média, distribuindo-a em toda a base;
- Observar a ocorrência de pico de esforços e dimensionar uma taxa de aço para esta região e outra taxa para as demais;
- Definir posições dos tirantes, separar as faixas de influência de cada tirante, somar as forças destas faixas concentrando-as nos tirante e calcular a área de aço a ser utilizada em cada posição.

Cada solução apresenta vantagens e desvantagens, cabe ao engenheiro analisar o problema e propor a alternativa que julgue mais satisfatória para o situação problema.

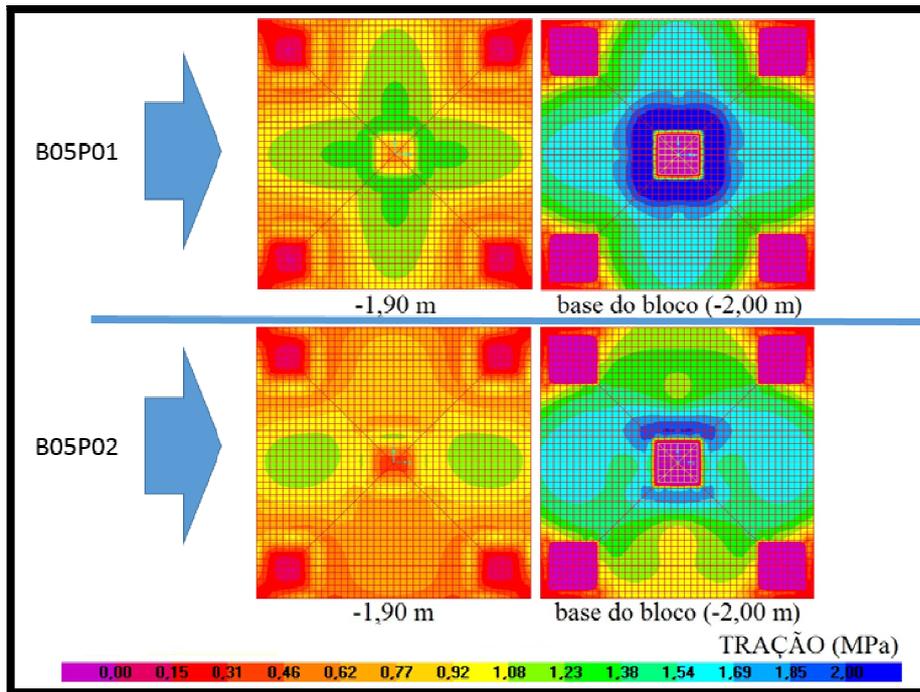
A próxima estrutura analisada foi a B05P02. As seções dos cortes inferiores estão mostradas na Figura 3.33. Analisando a tensão na base do bloco nota-se uma concentração de tração na ordem de 2 MPa próximo à estaca central abaixo de uma das faces do pilar. Há também uma região com tensões na faixa de 1,5 MPa em uma região que apresenta um formato semelhante ao pilar de aplicação.

Figura 3.33 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P02



Fazendo a comparação das tensões de tração nos cortes horizontais da estrutura B05P01 com a B05P02 nota-se que houve uma redução das tensões de tração na área central. Tal fato é bem caracterizado quando se analisa as áreas com tração superior a 2 MPa (azul escuro) na base dos blocos e as áreas com tensão entre 1,08 e 1,38 MPa (verde) no corte de -1,90 m, como pode ser visto na Figura 3.34.

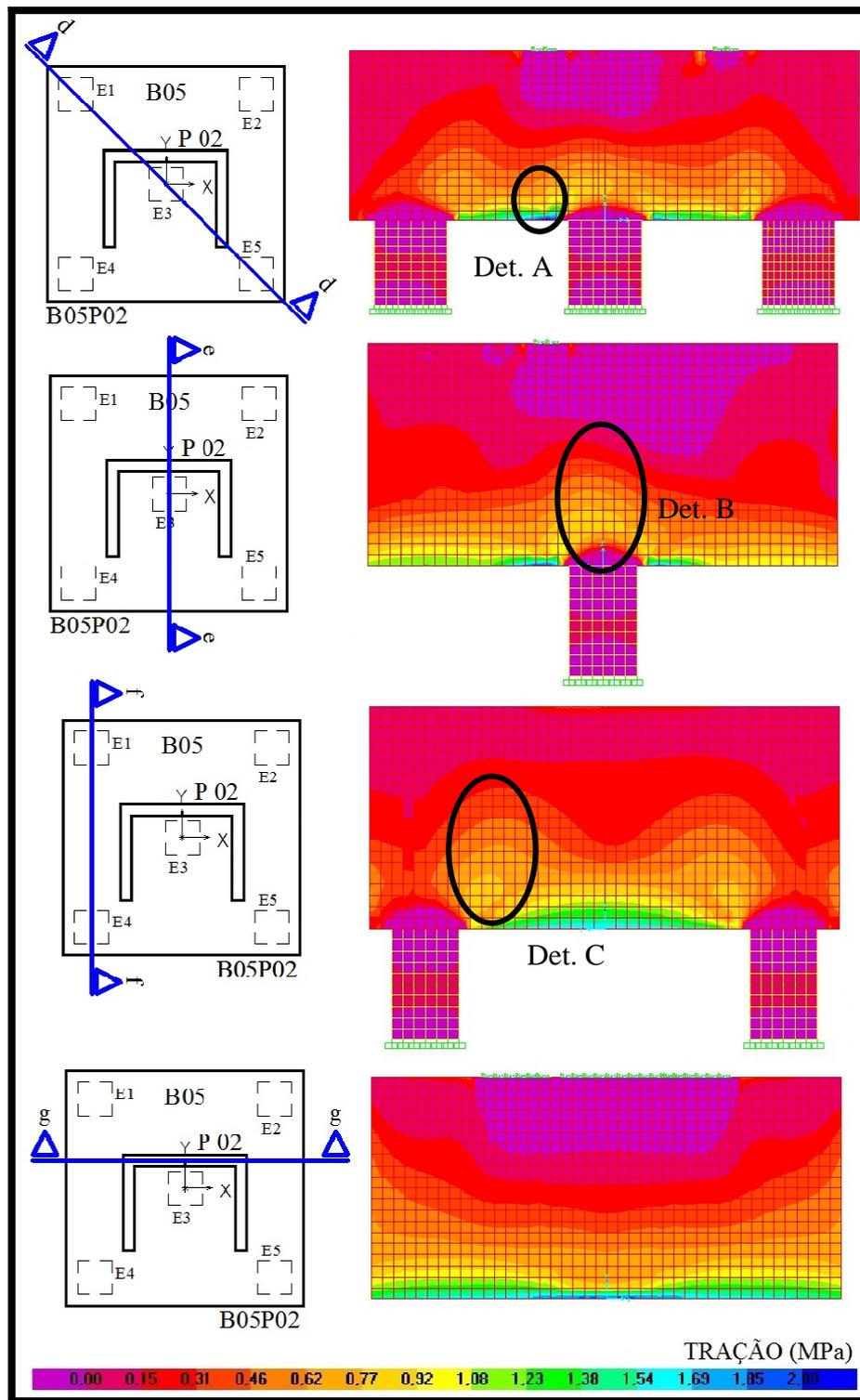
Figura 3.34 – Comparação das tensões de tração nos blocos B05P01 e B05P02



Para a B05P02 foram extraídos 4 cortes verticais (Figura 3.35) para ver a evolução das tensões de tração ao longo da profundidade do bloco. Para esta estrutura, as regiões mais críticas encontradas foram iguais as da estrutura B05P01:

- Próximo à estaca central com a maior tensão registrada (Detalhe A);
- Uma maior zona tracionada no eixo do bloco (Detalhe B);
- Próximo as estacas periféricas (Detalhe C).

Figura 3.35 – Campos de tensão ao longo dos cortes dd, ee, ff e gg da estrutura B05P02



Nesta estrutura não ocorre simetria de tensões ao longo dos eixos “x” e “y”, porém optou-se por projetar uma armadura em malha simétrica para facilitar a armação e evitar erros durante a execução. Dessa forma, foram analisados apenas cortes no Plano XZ por este

apresentar as maiores tensões. Extraindo as forças da mesma forma como realizado na estrutura anterior é obtido a planilha da Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Forças de tração ao longo da estrutura B05P02

LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN)	39,25	76,95	76,22	76,24	75,89	75,41	74,52	73,40	72,23	71,30	60,71
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN)	61,44	71,14	71,20	71,35	71,57	71,67	72,56	59,47	58,20	56,80	56,15
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN)	56,80	58,20	59,47	72,56	71,67	71,57	71,35	71,20	71,14	61,44	60,71
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN)	71,30	72,23	73,40	74,52	75,41	75,89	76,24	76,22	76,95	39,25	

Analisando a Tabela 3.7 observa-se a força de 76,95 kN para a faixa mais carregada, o valor médio por faixa corresponde a 68,17 kN/faixa e o força de tração total atuante na região inferior do bloco é de 2.931,10 kN. A comparação entre os valores será feita após a análise da B05P03 que ocorrerá a seguir.

Os cortes das seções inferiores da B05P03 estão mostrados na Figura 3.36. Pode-se notar tensões de tração que atingem 2 MPa próximos ao pilar central e, igualmente ao que ocorreu com a estrutura B05P02, nesta também é possível ver o formato semelhante ao pilar na base do bloco.

Fazendo a comparação das tensões de tração nos cortes horizontais da estrutura B05P03 com as anteriores tem-se, também, uma menor região de 2 MPa na base do bloco e uma menor região com tensões entre 1,08 e 1,38 MPa no corte de -1,90 m (Figura 3.37).

Figura 3.36 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B05P03

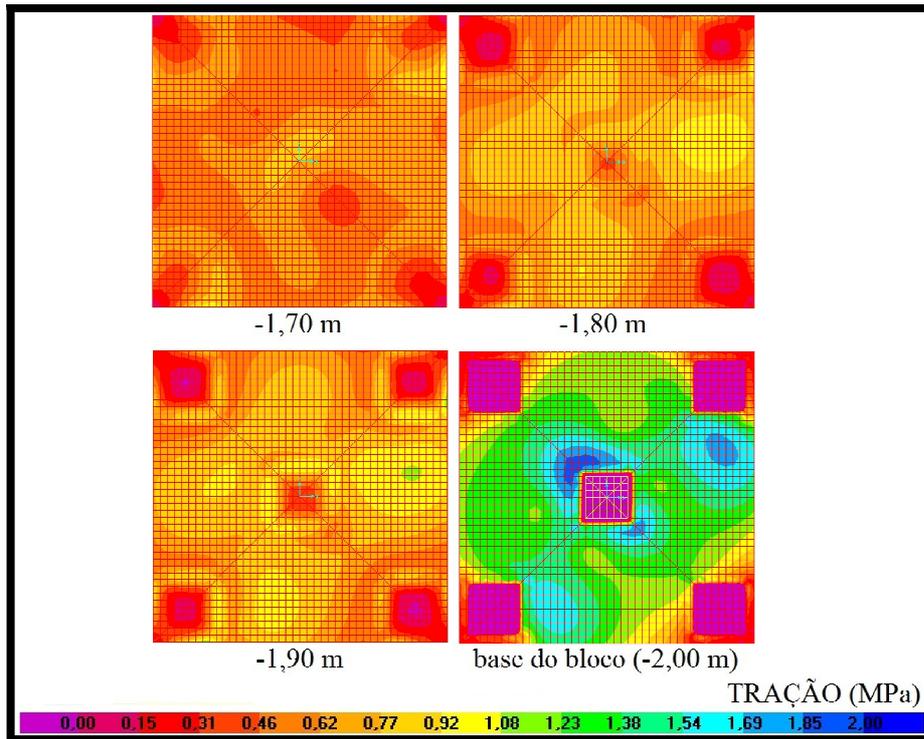
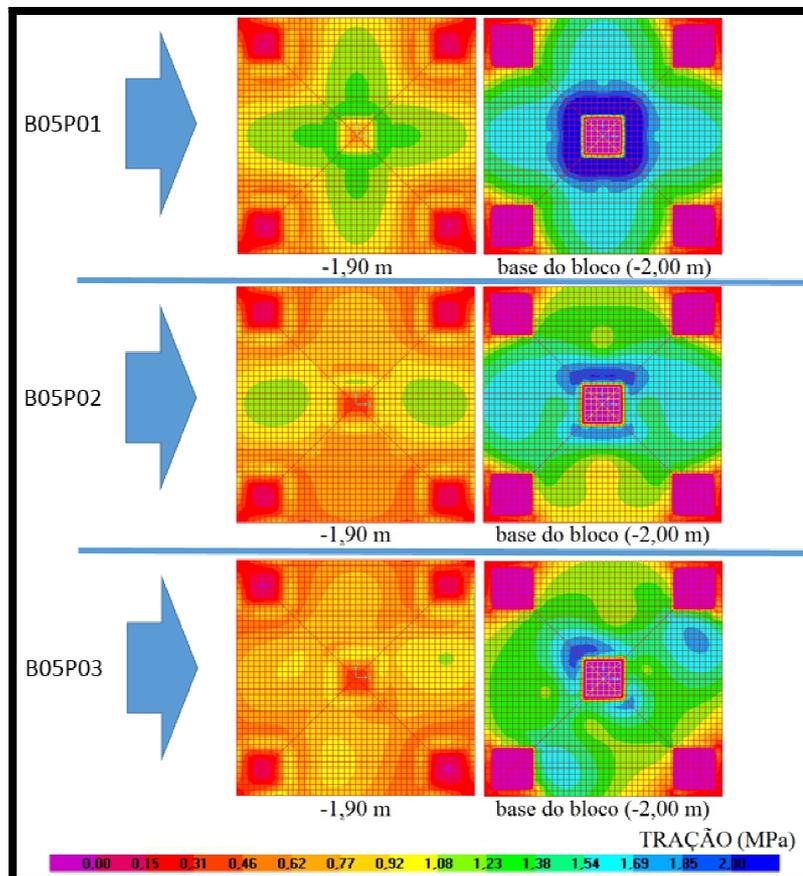


Figura 3.37 – Comparação das tensões de tração nos blocos B05P01, B05P02 e B05P03



Para a B05P03, pela pequena diferença em relação aos lados do pilar em L, não ocorre simetria. Para a quantificação da malha que será disposta em ambas as direções será analisado também o Plano XZ.

Nesta estrutura foram extraídos 4 cortes verticais (Figura 3.38) para ver a evolução das tensões de tração ao longo da profundidade do bloco. Para esta estrutura, as regiões mais críticas encontradas foram:

- Próximo à estaca central com a maior tensão registrada (Detalhe A);
- Próximo as estacas periféricas (Detalhe B e C);
- No eixo das estacas E4 e E5 (Corte jj).

Calculando os valores chega-se a planilha da Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Força de tração ao longo da estrutura B05P03

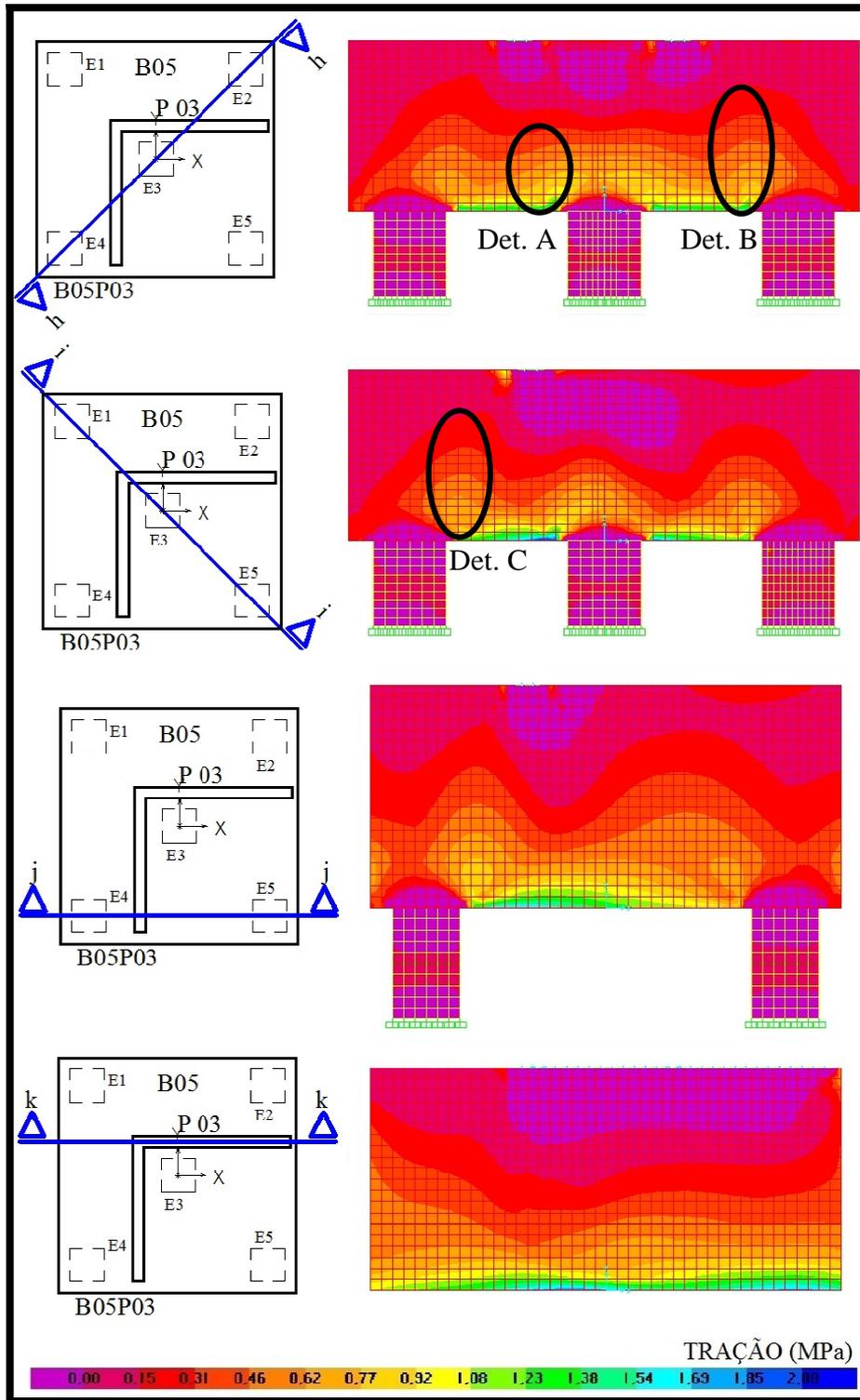
LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN)	34,20	63,75	62,10	62,32	62,68	62,95	62,99	62,73	62,04	74,50	63,94
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN)	62,33	67,95	65,40	62,60	69,85	58,35	58,15	59,10	60,45	61,80	63,10
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN)	61,80	60,45	59,10	58,15	58,35	69,85	62,60	65,40	67,95	62,33	63,94
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN)	74,50	62,04	62,73	62,99	62,95	62,68	62,32	62,10	63,75	34,20	

O maior valor da força observada na Tabela 3.8 é de 74,50 kN. Calculando a média dos valores por faixa tem-se 61,94 kN/faixa e somando-se as forças obtêm-se um valor total de 2.663,43 kN. Comparando os níveis de esforços encontrados nos três blocos sobre cinco estacas tem-se (Tabela 3.9):

Tabela 3.9 – Forças obtidas ao longo do bloco B05

ESTRUTURA	FORÇA DE TRAÇÃO (kN)		
	Valor da faixa mais carregada	Média dos valores por faixa	Total
B05P01	102,75	79,72	3.427,95
B05P02	76,95	68,17	2.931,10
B05P03	74,50	61,94	2.663,43

Figura 3.38 – Campos de tensão ao longo dos cortes hh, ii, jj e kk da estrutura B05P03



Analisando os valores da Tabela 3.9 percebe-se uma redução dos valores médios por faixa, do valor da faixa mais carregada e da força total atuante nas estruturas de geometria complexa em relação as do pilar quadrado.

Calculando a variação das forças das estruturas B05P02 e B05P03 em relação a B05P01 chega-se a Tabela 3.10 onde é possível notar a redução da força de tração tanto no valor médio das faixas quanto no valor total de 14,49% para a B05P02 e 22,30% para a B05P03, em relação a faixa mais carregada a redução foi de 25,11% e 27,49% respectivamente.

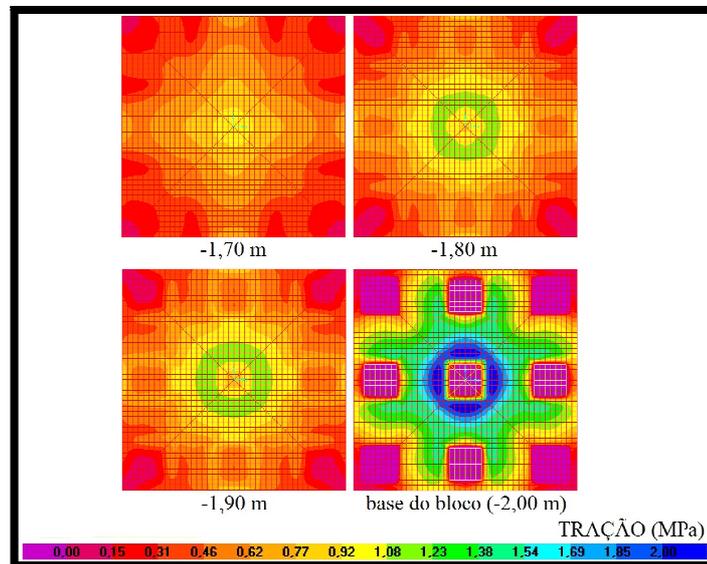
Tabela 3.10 – Variação das forças na base dos blocos dos Pilares P02 e P03 em relação ao P01 para o bloco com cinco estacas

ESTRUTURA	FAIXA MAIS CARREGADA	MÉDIA DAS FAIXAS	TOTAL
B05P02	-25,11%	-14,49%	-14,49%
B05P03	-27,49%	-22,30%	-22,30%

3.4.3.2 Bloco sobre nove estacas

A próxima estrutura analisada foi a B09P01. As seções inferiores estão mostradas na Figura 3.39.

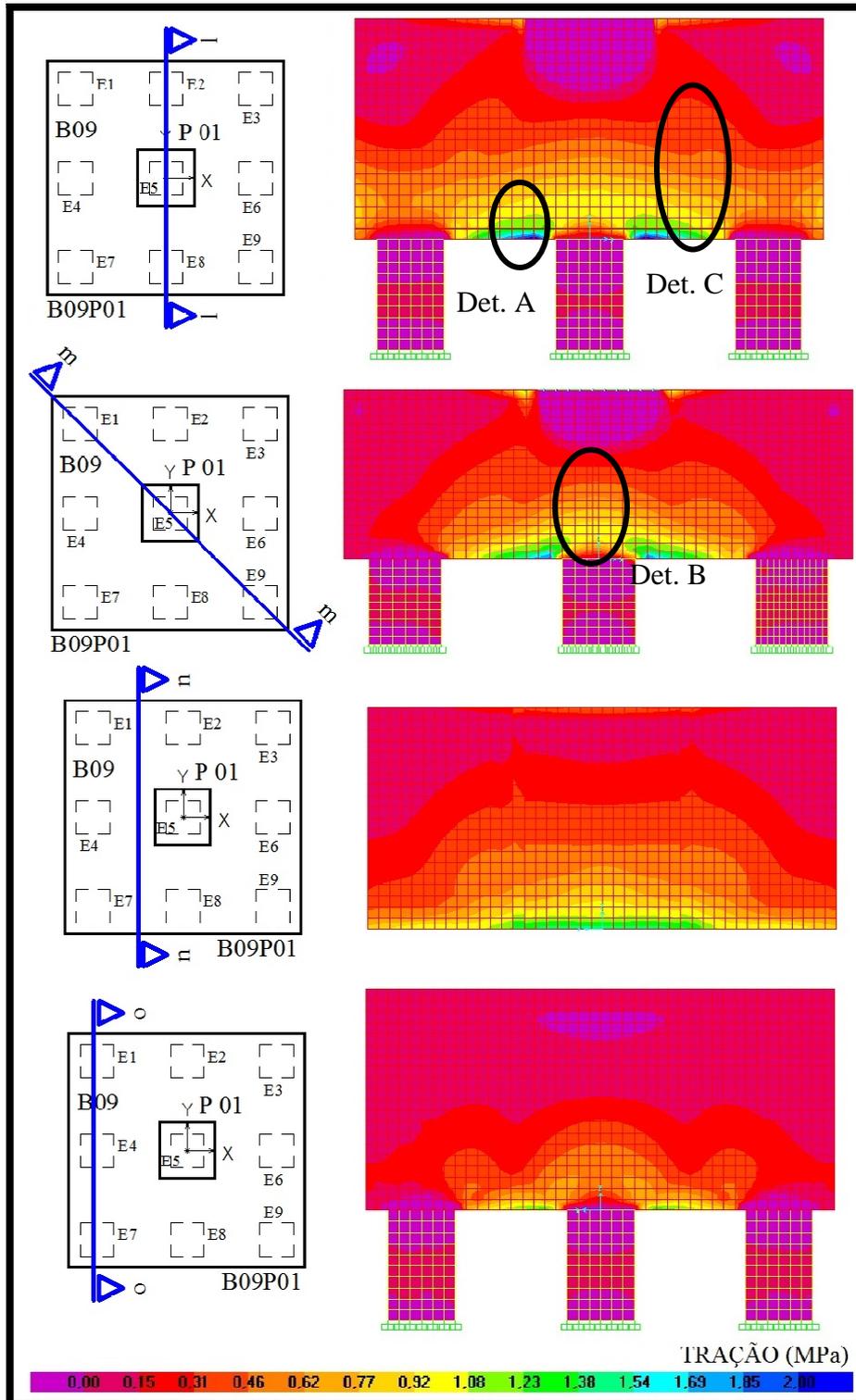
Figura 3.39 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P01



Analisando a tensão na base do bloco nota-se uma concentração de tração na ordem de 2 MPa no entorno da estaca central, igualmente ao que ocorreu na estrutura B05P01 porém, nessa estrutura, uma grande região entre as estacas ficou com tensões distribuídas na ordem de 1,08 a 1,38 MPa, diferente da grande área de tensões entre 1,54 a 1,69 ocorridas no bloco com cinco estacas.

Observando a evolução das tensões de tração ao longo da altura pelos cortes da Figura 3.40 nota-se a redução gradativa das tensões a medida que se afasta da base e destes é possível identificar as seguintes regiões críticas:

Figura 3.40 – Campos de tensão ao longo dos cortes ll, mm, nn e oo da estrutura B09P01



- Próximo à estaca central com a maior tensão registrada (Detalhe A);
- Uma maior zona tracionada no eixo do bloco (Detalhe B);
- Próximo as estacas periféricas (Detalhe C).

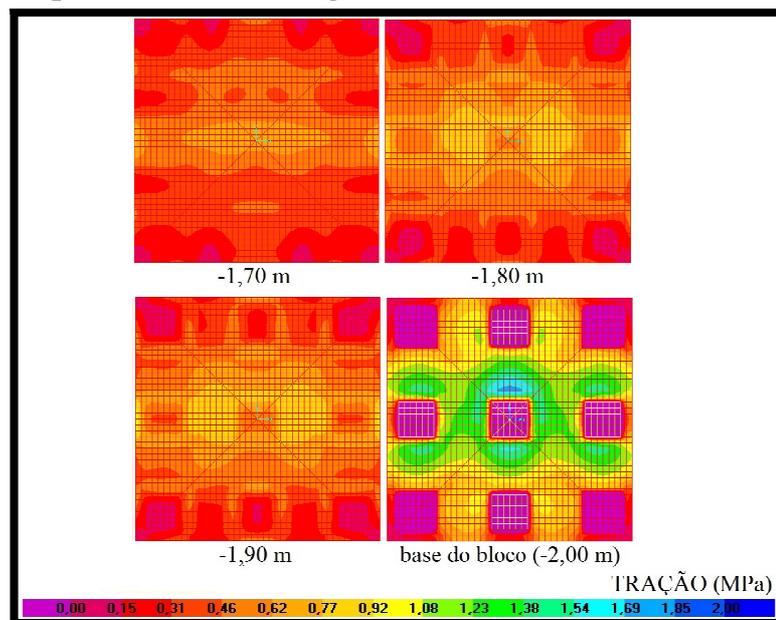
A partir do levantamento das forças ao longo dos faixas verticais obtêm-se os valores da Tabela 3.11. Da tabela tem-se a forçada faixa mais carregada de 88,32 kN, médio por faixa de 68,00 kN/faixa e total atuante de 2.923,94 kN.

Tabela 3.11 – Força de tração ao longo da estrutura B09P01

LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN)	31,30	56,53	52,90	51,74	51,67	52,56	54,28	56,48	60,17	66,79	70,08
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN)	71,60	73,47	76,27	79,22	82,19	84,77	84,35	86,23	87,17	88,32	87,84
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN)	88,32	87,17	86,23	84,35	84,77	82,19	79,22	76,27	73,47	71,60	70,08
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN)	66,79	60,17	56,48	54,28	52,56	51,67	51,74	52,90	56,53	61,30	

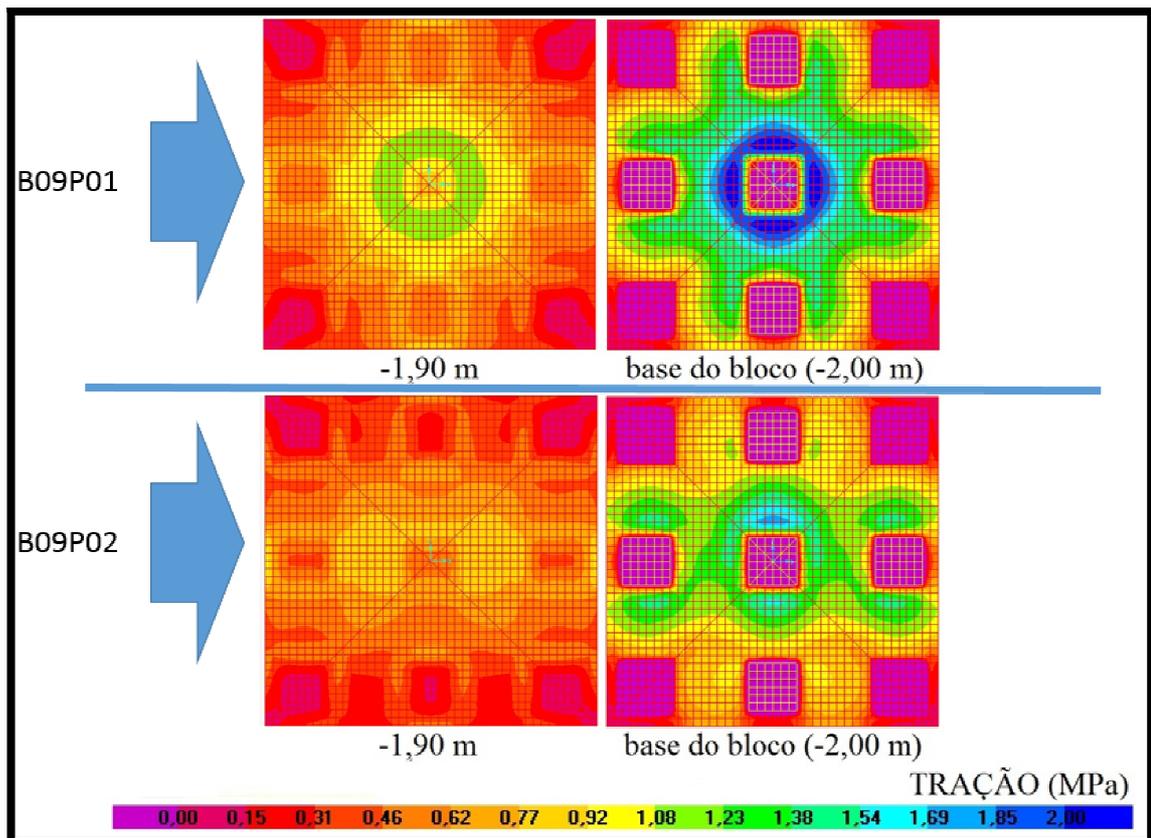
Para a estrutura B09P02 os cortes da base estão apresentados na Figura 3.41. Observando os valores tem-se um pico de 1,72 MPa próximo à estaca central e uma faixa entre as estacas E4, E5 e E6 com tensões na ordem de 1,08 a 1,38 MPa.

Figura 3.41 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P02



Comparando os cortes horizontais da estrutura B09P01 com a B09P02 percebe-se a redução das tensões de tração na área central, igualmente como ocorreu nas análises para os blocos B05P01 e B05P02. Esta redução pode ser vista observando as faixas de 2 MPa (azul escuro) e entre 1,08 e 1,38 MPa (verde) nos cortes da Figura 3.42.

Figura 3.42 – Comparação das tensões de tração nos blocos B09P01 e B09P02

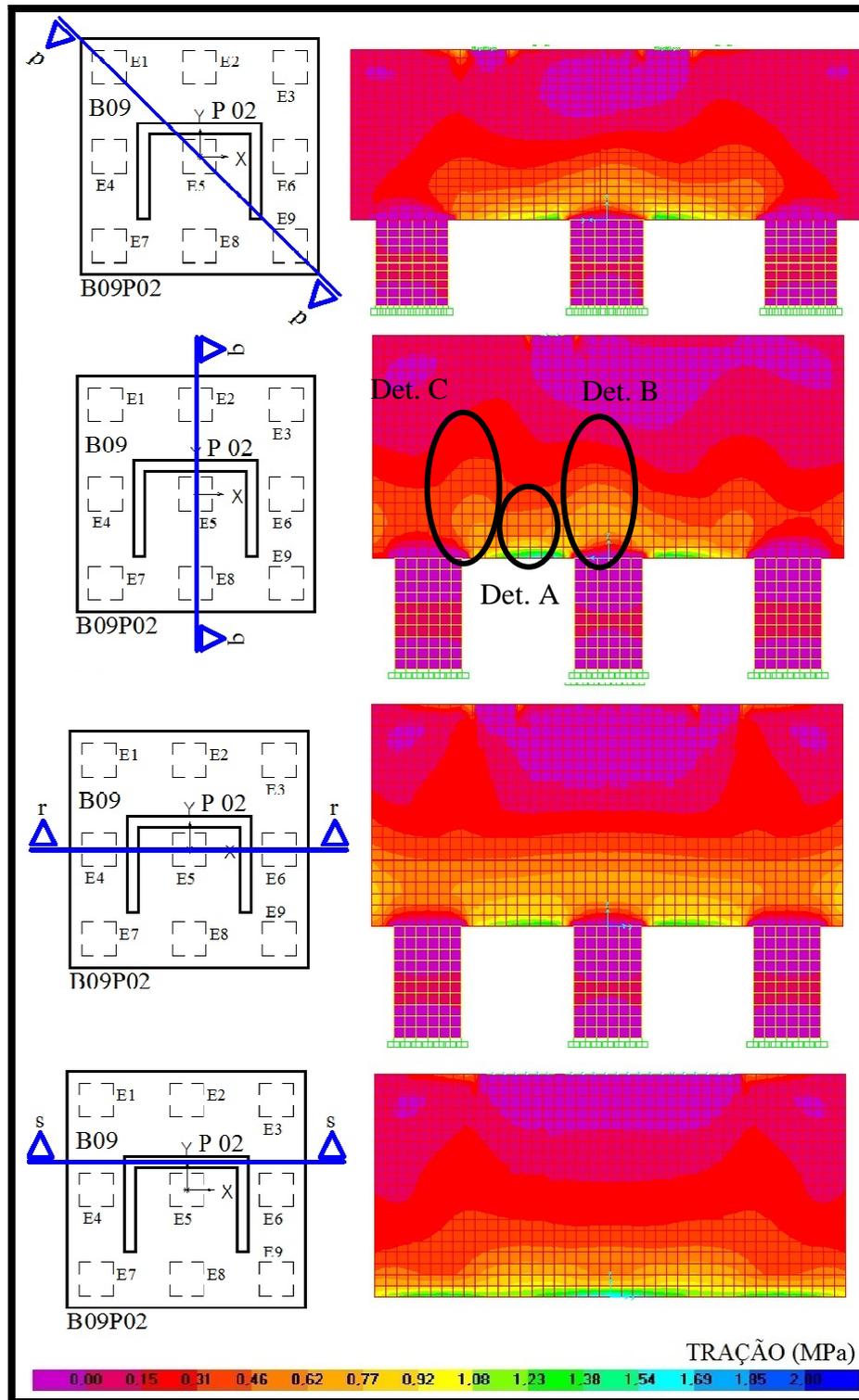


Para a B09P02 foram extraídos 4 cortes verticais (Figura 3.43) mostrando a configuração das tensões de tração. Para esta estrutura, as regiões mais críticas encontradas foram iguais as da estrutura B05P01:

- Próximo à estaca central com a maior tensão registrada (Detalhe A);
- Uma maior zona tracionada no eixo do bloco (Detalhe B);
- Próximo as estacas periféricas (Detalhe C).

Nesta estrutura optou-se também por projetar uma armadura em malha simétrica, dessa forma serão analisado apenas cortes no Plano XZ por este apresentar as maiores tensões.

Figura 3.43 – Campos de tensão ao longo dos cortes pp, qq, rr e ss da estrutura B09P02



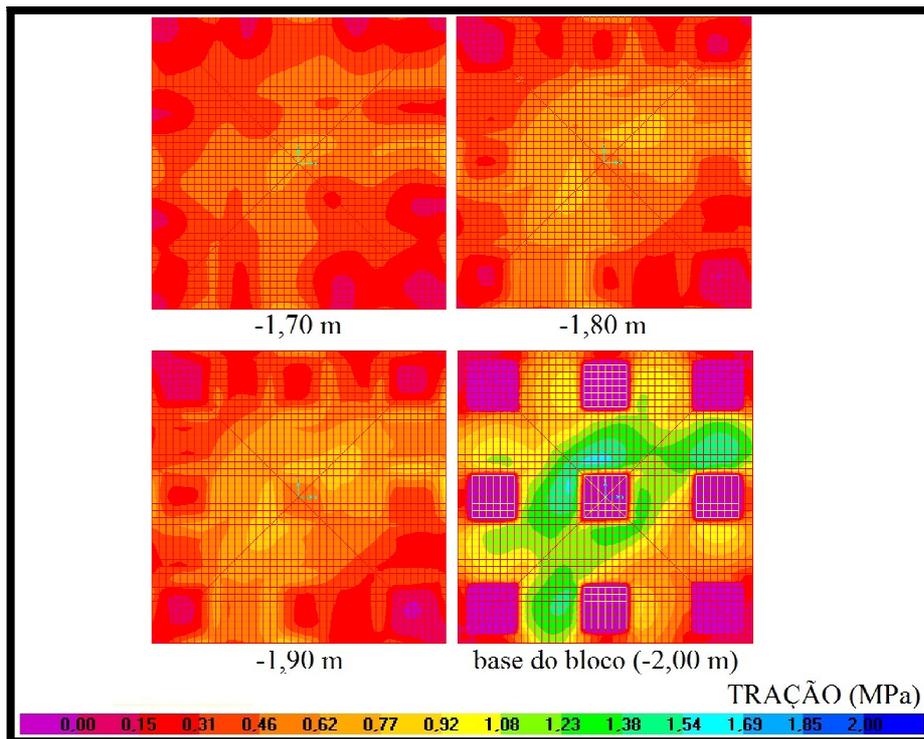
Extraindo as forças de tração ao longo da base da estrutura chega-se a Tabela 3.12. Analisando-a nota-se a força média de 50,61 kN/faixa, máxima de 88,32 kN e, calculando a total obtêm-se 2.176,40 kN.

Tabela 3.12 – Força de tração ao longo da estrutura B09P02

LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN)	31,9	53,65	42,55	39,85	39,9	41,3	42,65	43,77	45,58	54,85	55,05
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN)	56,7	57,8	58,55	59,65	60,05	60,2	59,1	51,65	53,1	53,55	53,6
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN)	53,55	53,1	51,65	59,1	60,2	60,05	59,65	58,55	57,8	56,7	55,05
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN)	54,85	45,58	43,77	42,65	41,3	39,9	39,85	42,55	53,65	31,9	

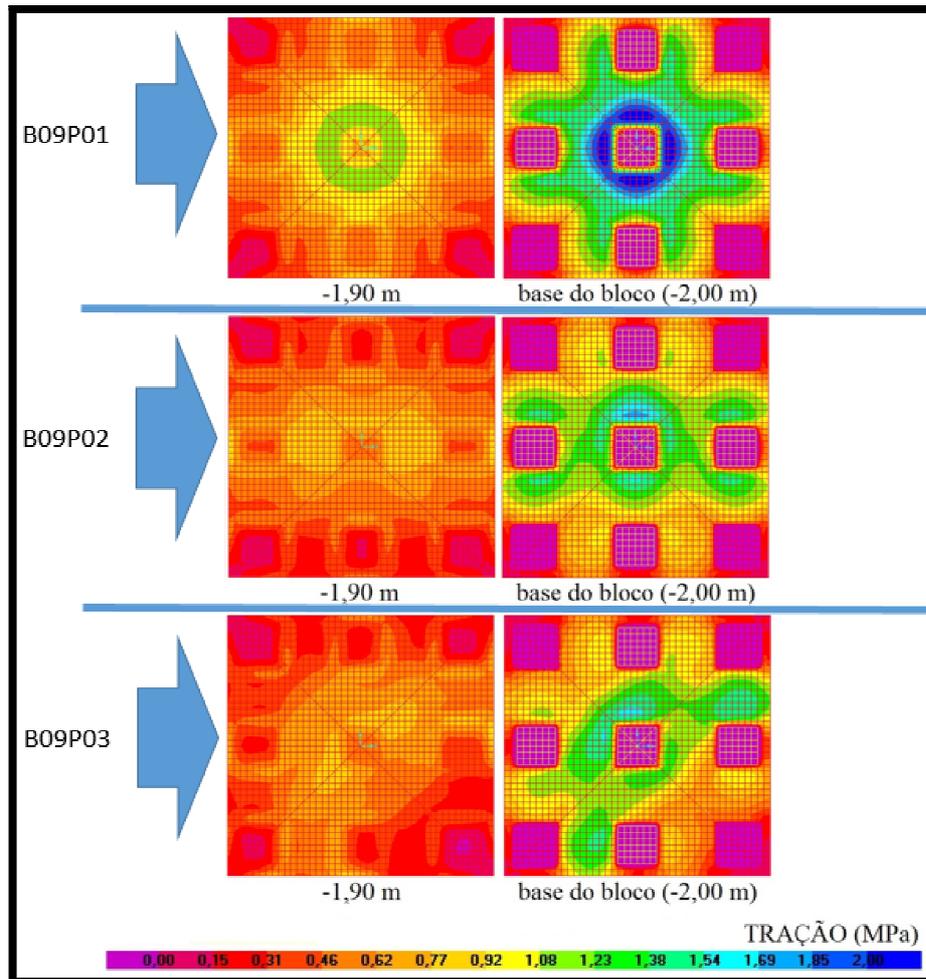
A última análise dos campos de tração é a B09P03. Para esta, os cortes das seções inferiores estão mostrados na Figura 3.44. Observando as tensões na base percebe-se um pico de 1,60 MPa próximo da estaca central e uma região na diagonal do bloco, com tensões entre 1,08 e 1,38 MPa, região localizada abaixo do pilar em “L”.

Figura 3.44 – Campos de tensão ao longo de cortes horizontais da estrutura B09P03



Fazendo a comparação das tensões de tração nos cortes horizontais da estrutura B09P03 com as anteriores (Figura 3.45) nota-se a redução das tensões nos blocos dos pilares de geometria complexa (P02 e P03) em relação ao pilar quadrado (P01) ao se analisar as regiões maiores que 2 MPa (azul escuro) e entre 1,08 e 1,38 MPa (verde).

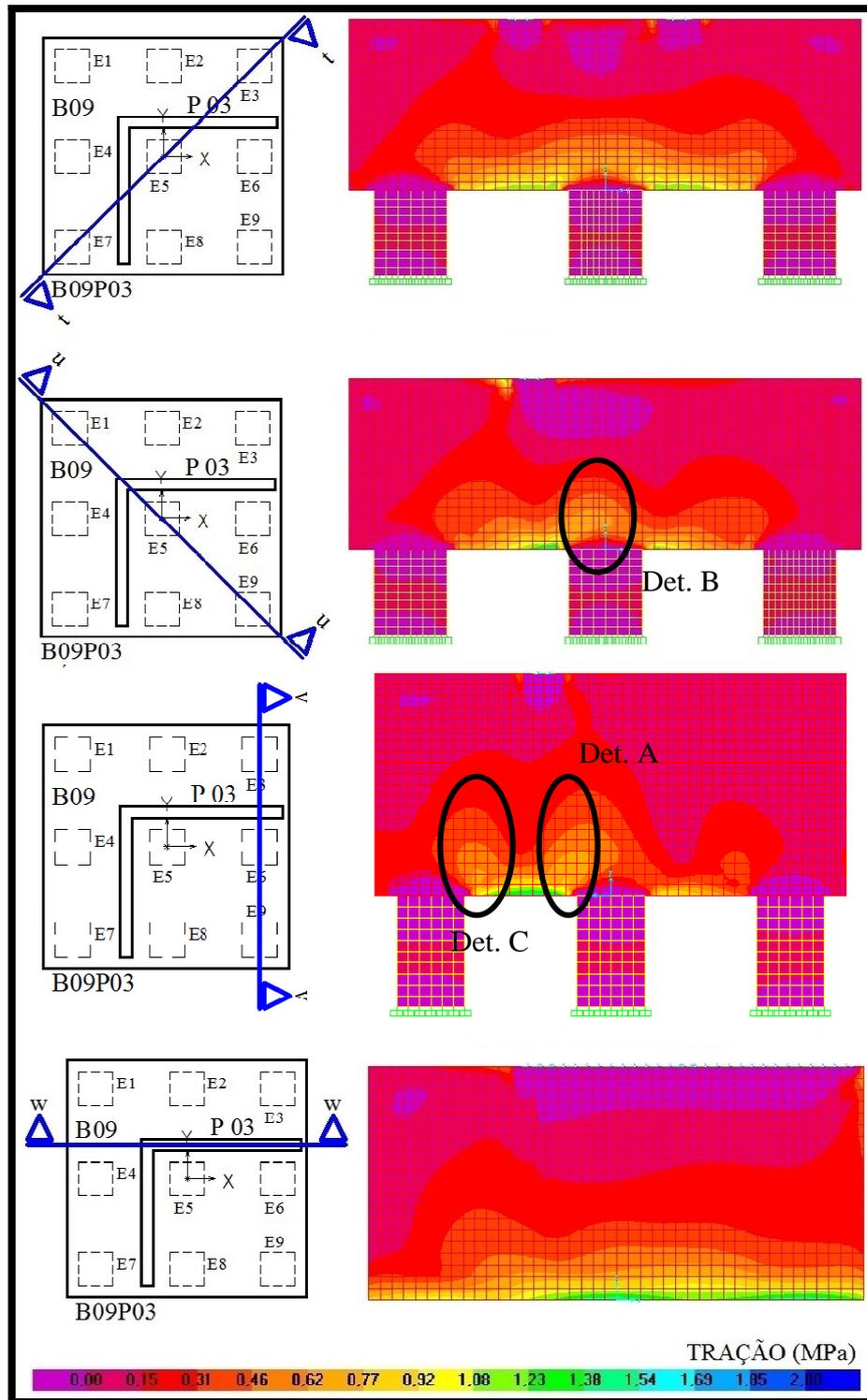
Figura 3.45 – Comparação das tensões de tração nos blocos B05P01, B05P02 e B05P03



Para visualização da força ao longo da altura para posterior definição da malha de armação simétrica foram extraídos 4 cortes verticais (Figura 3.46). Para esta estrutura, as regiões mais críticas encontradas foram:

- Próximo à estaca central com a maior tensão registrada (Detalhe A);
- Uma maior zona tracionada no eixo do bloco (Detalhe B);
- Próximo as estacas periféricas (Detalhe C).

Figura 3.46 – Campos de tensão ao longo dos cortes tt, uu, vv e ww da estrutura B09P03



Calculando o valor mais críticos atuantes em cada faixa vertical chega-se a Tabela 3.13. Observando os valores encontrados tem-se a força média de 44,76 kN/faixa, máxima de 56,30 kN e, calculando a total obtêm-se 1.924,70 kN

Tabela 3.13 – Força de tração ao longo da estrutura B09P03

LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN)	22,375	36,85	29,8	32,45	34,7	35,7	38,3	40,5	39,8	51,35	51,75
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN)	50,55	51,05	50,5	51	52,45	54,4	56,3	48,65	52,85	53,65	54,75
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN)	53,65	52,85	48,65	56,3	54,4	52,45	51	50,5	51,05	50,55	51,75
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN)	51,35	39,8	40,5	38,3	35,7	34,7	32,45	29,8	36,85	22,38	

Comparando os níveis de esforço encontrado nas três estruturas sobre nove estacas tem-se (Tabela 3.14):

Tabela 3.14 – Forças obtidas ao longo das estruturas B09

ESTRUTURA	FORÇA DE TRAÇÃO (kN/m)		
	Valor da faixa mais carregada	Média dos valores por faixa	Total
B09P01	88,32	68,00	2.923,94
B09P02	60,20	50,61	2.176,40
B09P03	56,30	44,76	1.924,70

Igualmente, como ocorreu para os blocos com cinco estacas, para os blocos de nove estacas também houve uma redução dos valores médios por faixa, do valor da faixa mais carregada e da força total atuante nas estruturas de geometria complexa em relação as do pilar quadrado. Com isso, observou-se que a configuração geométrica complexa dos pilares em estudo, para as duas configurações de estacas estudadas, resultou em campos de tração inferiores quando comparados ao campo de um pilar de geometria quadrada equivalente. Isso ocorre porque a condição da aplicação da carga mais afastada do CG do pilar, e dessa forma mais próximo aos CGs das estacas externas, gerou escoras menos inclinadas que resultam em tirantes com menor força de tração.

Relembrando os resultados encontrados por Oliveira, Barros e Giongo (2014) no estudo escrito nos trabalhos correlatos, o alongamento da seção naquele estudo provocou uma distribuição de tensões mais uniforme que os autores haviam atribuído à melhor distribuição das tensões para as escoras das estacas mais afastadas, igualmente como ocorreu para as geometrias complexas em “C” e “L” estudadas nesta dissertação.

Analisando a variação dos esforços da B09P02 e B09P03 em relação a B09P01 chega-se a Tabela 3.15 onde é possível notar a redução da força de tração tanto no valor médio das faixas quanto no valor total de 25,57% para a B09P02 e 34,17% para a B09P03. Em relação a

faixa mais carregada a redução foi de 31,84% e 26,25% respectivamente. As variações serão objeto de análise no tópico de dimensionamento dos tirantes mais adiante.

Tabela 3.15 – Variação das forças na base dos blocos dos Pilares P02 e P03 em relação ao P01 para o bloco com nove estacas

ESTRUTURA	FAIXA MAIS CARREGADA	MÉDIA DAS FAIXAS	TOTAL
B09P02	-31,84%	-25,57%	-25,57%
B09P03	-36,25%	-34,17%	-34,17%

4 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO INVESTIGADOS

Como visto no item 2.1 o dimensionamento pelo Método das Bielas é feito pela verificação das tensões máximas nas escoras e regiões nodais e pelo cálculo da área de aço necessária para os tirantes.

Para o cálculo das tensões máximas, os primeiros parâmetros a calcular são α_{v2} e f_{cd} . Sendo o f_{ck} do concreto de 25 MPa tem-se:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0,90 \quad (4.1)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\delta_c} = f_{cd} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

Assim, as tensões máximas são:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} = 0,85 \times 0,90 \times 17,86 = 13,66 \text{ MPa} \quad (4.3)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd} = 0,60 \times 0,90 \times 17,86 = 9,64 \text{ MPa} \quad (4.4)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} = 0,72 \times 0,90 \times 17,86 = 11,57 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

Observa-se pelos resultados das Equações 4.3, 4.4 e 4.5 que as tensões de compressão em regiões sem tração transversal (nós CCC, escoras prismáticas ou em leque) precisam ser inferiores a 13,66 MPa, regiões com tensões de tração transversal (escoras tipo garrafa, nós CTT ou TTT) devem ser menores que 9,64 MPa e em nós CCT o valor não pode passar de 11,57 MPa.

Neste ponto cabe uma observação quanto aos parâmetros colocados pela ABNT NBR 6118:2014. A norma não diferencia a geometria dos elementos, de forma que as tensões admissíveis consideradas em estruturas bidimensionais ou tridimensionais são os mesmos. Ocorre que, em estruturas 3D como é o caso de blocos de fundação, a condição confinada das escoras e nós internos melhora a condição de resistência desses elementos. Blevot e Frémy (1967) em seus ensaios observaram que a tensão nas escoras dos blocos de três e quatro estacas chegaram a ser maiores que a resistência medida nos corpos de prova cilíndricos. Por questões normativas serão utilizados os coeficientes da ABNT NBR 6118:2014 e deixa-se a

sugestão para um melhor estudo sobre os parâmetros a serem aplicados nos casos de estruturas tridimensionais.

Das análises dos nós feitas no tópico 3.4.2 foram obtidos os seguintes valores de tensão de compressão atuantes (Figura 3.29):

- 10 MPa nos pontos de aplicação dos pilares;
- 8,5 MPa para os nós das estacas mais carregadas dos blocos com cinco estacas;
- 5,0 MPa para os nós das estacas mais carregadas para os blocos com nove estacas.

Observando os campos de tração e compressão dos cortes realizados nas estruturas percebe-se que nas regiões nodais dos pilares atuam apenas campos de compressão, desse modo todos os nós dos pilares são classificados como CCC, apresentando tensão admissível de 13,66 MPa, superior aos 10 MPa atuantes.

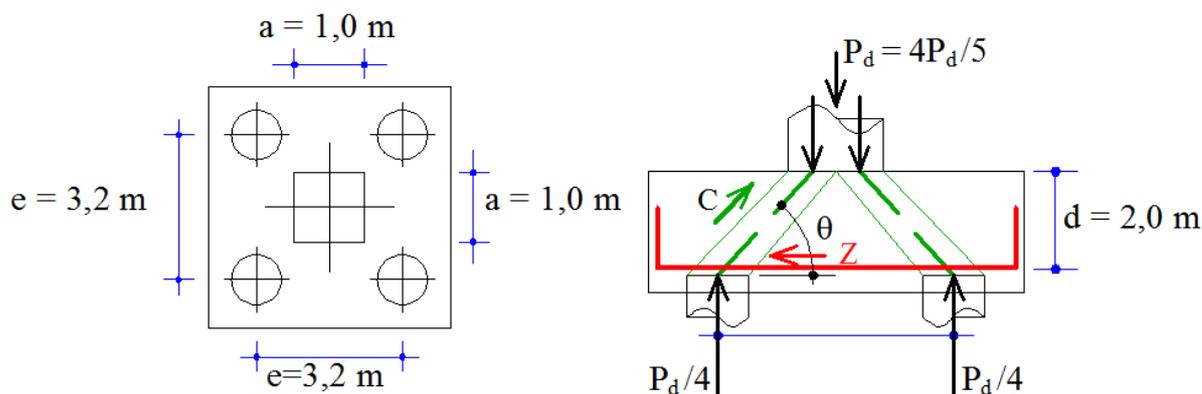
Para os nós das estacas nota-se na base dos blocos uma tensão de tração distribuída ao longo de praticamente todas as estruturas estudadas, podendo caracterizá-los então como nós do tipo CTT com tensão limite de 9,64 MPa, superior aos 5,0 MPa e 8,5 MPa atuantes. Dessa forma, as regiões nodais atenderam aos limites.

Em relação às escoras, pelos cortes nos campos de compressão apresentados no tópico 3.4.1, percebeu-se a existência de escoras dos três formatos (prismáticas, leque e garrafa), porém os valores das tensões de compressão não ultrapassaram 5,0 MPa, ficando, dessa forma, bem abaixo dos 9,64 MPa que é tensão admissível para as escoras garrafa (caso mais restritivo).

4.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS VIA FORMULAÇÃO ANALÍTICA

Para as armaduras, o primeiro dimensionamento realizado foi o cálculo da estrutura B05P01 utilizando as equações do bloco sobre quatro estacas submetidos a carga centrada e considerando carregamento de 4/5 da carga total. Fez-se tal dimensionamento para posterior comparação com os valores obtidos pelos cálculos utilizando as análises de tensões do SAP2000. Os valores para a estrutura em estudo estão mostrados na Figura 4.1 abaixo.

Figura 4.1 – Esquema de treliça interna para bloco B05P01 pela regra de 4/5 da carga



Utilizando o equacionamento mostrado na fundamentação teórica para a armação pelas laterais, com o esforço de cálculo P_d igual a 11.234,80 kN tem-se:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{2,0}{3,2 \frac{\sqrt{2}}{2} - 1,0 \frac{\sqrt{2}}{4}} = 1,048 \rightarrow \theta = 46,33^\circ \quad (4.6)$$

$$Z_d = \frac{\frac{4P_d}{5} (e - a/2)}{8d} = \frac{\frac{4 \times 11.234,80}{5} (3,2 - 1,0/2)}{8 \times 2,0} = 1.516,70 \text{ kN} \quad (4.7)$$

Com ângulo θ de $46,33^\circ$, seu valor ficou entre 40° a 55° , conforme recomendado por Blevot e Frémy (1967). Já o esforço no tirantes foi de 1.516,70 kN.

Com visto no item 2.5, é necessário uma armadura positiva adicional, independente da armadura principal, uniformemente distribuída para controle das fissuras ($A_{S_{cont.fiss.}}$) para 20% dos esforços totais. Considerando o esforço de 1.516,70 kN para cada lado do bloco, o esforço total equivale a 3.033,40 kN, sendo 606,68 kN a parcela a ser dimensionada para controle de fissuração.

Calculando as área de aço para os esforços obtidos acima:

$$A_S = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{1.516,70}{\frac{50}{1,15}} = 34,88 \text{ cm}^2 \quad (4.8)$$

$$A_{S_{cont.fiss.}} = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{606,68}{\frac{50}{1,15}} = 13,95 \text{ cm}^2 \quad (4.9)$$

Para atendimento dos tirantes, a armação principal projetada foi de 12 Ø 20 mm que corresponde a 37,70 cm², e para controle de fissuração utilizou-se uma malha de Ø8 mm a cada 15 cm que corresponde a 14,07 cm². Dessa forma a base do bloco recebeu um total de 89,47 cm² de aço por direção sendo 75,40 cm² para armadura principal e 14,07 cm² para a armadura secundária.

Para a armadura principal é necessário a verificação da ancoragem. Conforme equacionamento apresentado no item 2.5, tem-se:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} \quad (4.10)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 2,56 = 1,80 \text{ MPa} \quad (4.11)$$

$$f_{ctd} = \frac{1,80}{1,4} = 1,28 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 \text{ MPa} = 0,289 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.13)$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (4.14)$$

$$l_b = \frac{2,0}{4} \cdot \frac{50/1,15}{0,289} \leq 25 \times 2,0 \quad (4.15)$$

$$l_b = 75,22 \geq 50 \quad (4.16)$$

$$l_b = 75,22 \text{ cm} \quad (4.17)$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 23 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.18)$$

$$l_{b,min} = 23 \text{ cm} \quad (4.19)$$

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (4.20)$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \times 75,22 \times \frac{34,88}{37,70} \geq 23 \text{ cm} \quad (4.21)$$

$$l_{b,nec} = 48,71 \text{ cm} \quad (4.22)$$

Considerando o cobrimento como de 5,0 cm, o comprimento de ancoragem disponível da estrutura é 75 cm (60 cm da estaca + 20 cm - 5 cm), logo, $l_{b,disponível} \geq l_{b,nec}$, atendendo ao critério.

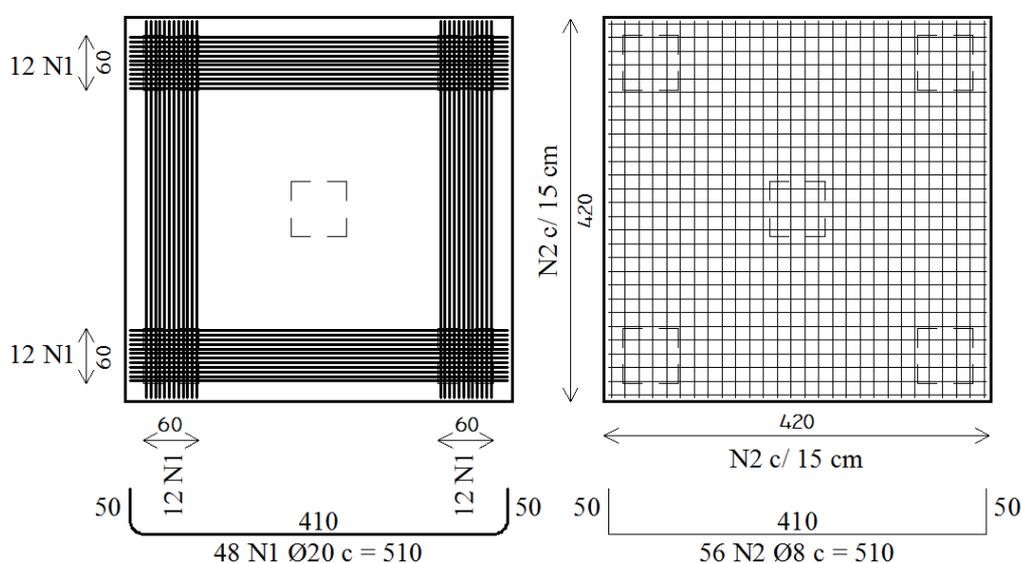
Para este bloco é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior, a norma brasileira não especifica a quantidade ou forma de cálculo, ficando a cargo do engenheiro de estruturas a sua definição. Levando em consideração o volume do elemento e também por

maior facilitação de execução, a malha aplicada ao fundo que atende a 20% da carga total será utilizada também nestas posições, assim:

- $A_{S_{lateral}} = \emptyset 8 \text{ mm cada } 15 \text{ cm};$
- $A_{S_{superior}} = \emptyset 8 \text{ mm cada } 15 \text{ cm};$

Como esta armação é para simples comparação, será feito o detalhamento apenas para as armações do fundo, conforme Figura 4.2.

Figura 4.2 – Armação da base da estrutura B05P01 pela regra de 4/5 da carga



4.2 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS VIA ANÁLISE NUMÉRICA

O dimensionamento das armaduras a partir das simulações computacionais dos seis blocos estudados foi feito com base nos esforços de tração obtidos nas análises do item 3.4.3. Naquele tópico foi obtido o valor das forças de tração ao longo de cada faixa de 10 cm de largura. Fazendo-se a soma da força por faixa ao longo de 10 faixas justapostas obtêm-se a força resultante atuante por metro.

Tal força por metro foi utilizada para o dimensionamento do bloco e para isso optou-se por encontrar o conjunto de 10 faixas que apresentassem a maior força somada, ou seja a região com maior esforço atuante em kN/m. Para essa força calculou-se a área de armadura

em cm²/m e tal armação foi usada ao longo de toda a base. Dessa forma a armadura seria uma malha constante ao longo de toda a área da base do bloco de fundação, simplificando a armação. Fazendo-se isso para as seis estruturas estudadas e agrupando as forças tem-se a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Maior força de tração obtida ao longo de um metro da base

ESTRUTURA	FORÇA DE TRAÇÃO (kN/m)
B05P01	928,95
B05P02	732,86
B05P03	654,33
B09P01	864,74
B09P02	573,60
B09P03	532,05

Dividindo a força de tração (F_{sd}) pela tensão de escoamento do aço (f_{yd}) obtêm-se a armação necessária para as seis estruturas conforme apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Cálculo da armação das estruturas estudadas

ESTRUTURA	FORÇA DE TRAÇÃO (kN/m)	As (cm²/m)	ARMAÇÃO ADOTADA	As, principal (cm²/m)	As, principal total (cm²)
B05P01	928,95	21,37	Ø 20mm cada 14 cm	22,44	94,25
B05P02	732,86	16,86	Ø 20mm cada 18 cm	17,45	73,30
B05P03	654,33	15,05	Ø 20mm cada 20 cm	15,71	65,97
B09P01	864,74	19,89	Ø 20mm cada 15 cm	20,94	87,96
B09P02	573,60	13,19	Ø 20mm cada 23 cm	13,66	57,37
B09P03	532,05	12,24	Ø 20mm cada 25 cm	12,57	52,78

Como a armadura principal está distribuída em malha, esta tem a capacidade de controlar as fissuras ao longo de toda a área inferior do bloco, podendo ser eliminada a utilização da armadura secundária, que seria colocada com esta finalidade, conforme exige a ABNT NBR6118:2014.

Para as armações laterais e superior usou-se como critério de dimensionamento a adoção de uma malha para resistir a 20% da carga máxima atuante. A partir dos valores da Tabela 4.2 chega-se as forças a serem suportados, a área de aço necessária e armação adotada para atendimento do critério proposto, conforme Tabela 4.3.

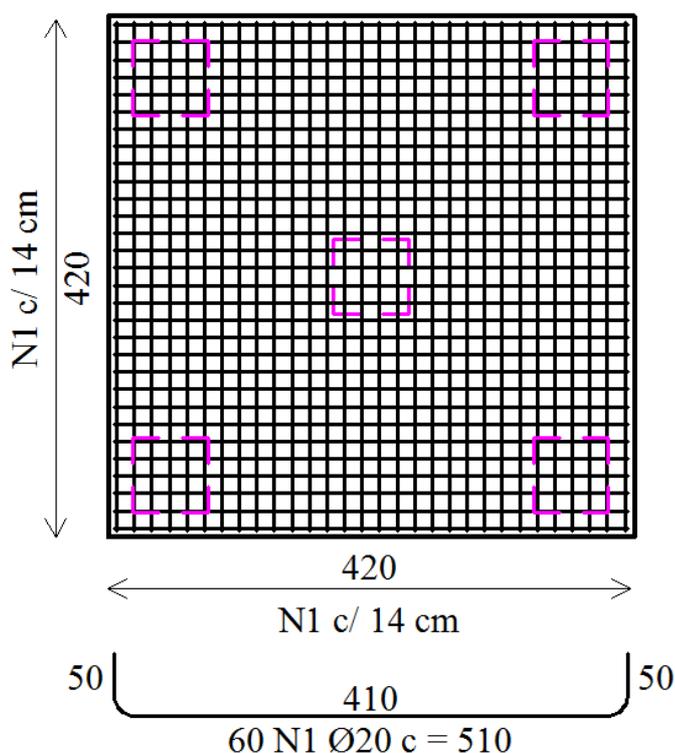
Tabela 4.3 – Armaduras laterais e superiores das estruturas estudadas

ESTRUTURA	20% da FORÇA DE TRACÇÃO (kN/m)	As (cm ² /m)	ARMAÇÃO ADOTADA	As, lat./sup. (cm ² /m)
B05P01	185,79	4,27	Ø 8mm cada 11 cm	4,57
B05P02	146,57	3,37	Ø 8mm cada 14 cm	3,59
B05P03	130,87	3,01	Ø 8mm cada 16 cm	3,14
B09P01	172,95	3,98	Ø 8mm cada 12 cm	4,19
B09P02	114,72	2,64	Ø 8mm cada 19 cm	2,65
B09P03	106,41	2,45	Ø 8mm cada 20 cm	2,51

Com o dimensionamento das malha de armadura principal, laterais e superior, conclui a armação para os seis blocos pelos campos de tensões obtidos por MEF. O detalhamento da armação principal da estrutura B05P01 está na Figura 4.3 e seu projeto completo está apresentado no Apêndice A.

A diferença entre as armações das seis estruturas, como pode ser visto nas Tabelas 4.2 e 4.3, é apenas o espaçamento das armaduras que varia de 13 a 24 cm para a malha principal e de 10 a 19 cm para as malhas laterais e superior. Diante disso, a apresentação dos desenhos de armação das outras 5 estruturas não se faz necessário.

Figura 4.3 – Armação da base da estrutura B05P01 pela análise das tensões



4.3 COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES ANALÍTICAS E NUMÉRICAS

4.3.1 Regra dos 4/5 da carga total X campos de tensões obtidos por MEF

A primeira análise de dimensionamento feita é entre as armações do bloco B05P01 pela regra de 4/5 da carga e pela análise computacional dos esforços para verificar se o dimensionamento proposto pela teoria clássica do bloco sobre cinco estacas com a utilização de 4/5 do carregamento é adequado.

Inicialmente por comparação simples de área de aço a metodologia de Blevot e Frémy (1967) resultou em 89,47 cm² contra 94,25 cm² obtida pelo dimensionamento utilizando os campos de tensões, 5,07% a menos. Nessa análise cabe a crítica de que, no cálculo da malha para o atendimento dos esforços, foi utilizado o valor obtido para a faixa de um metro mais crítica e tal armação foi aplicada ao longo de toda a base, podendo esta área ser reduzida se o bloco fosse armado para atendimento da força correspondente em faixas menores (armação variável).

Embora uma malha com área de aço variável ao longo de toda a base do bloco dificulte ou inviabilize a execução, fez-se o cálculo da quantidade de armadura que é necessária para o atendimento de cada uma das faixas de 10 cm ao longo da seção transversal do bloco, sendo esta a menor quantidade de aço possível de ser obtida no dimensionamento do bloco.

A partir das forças por faixas apresentadas na Tabela 3.6 foi calculado a área de aço apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Área de aço necessária ao longo da base da estrutura B05P01

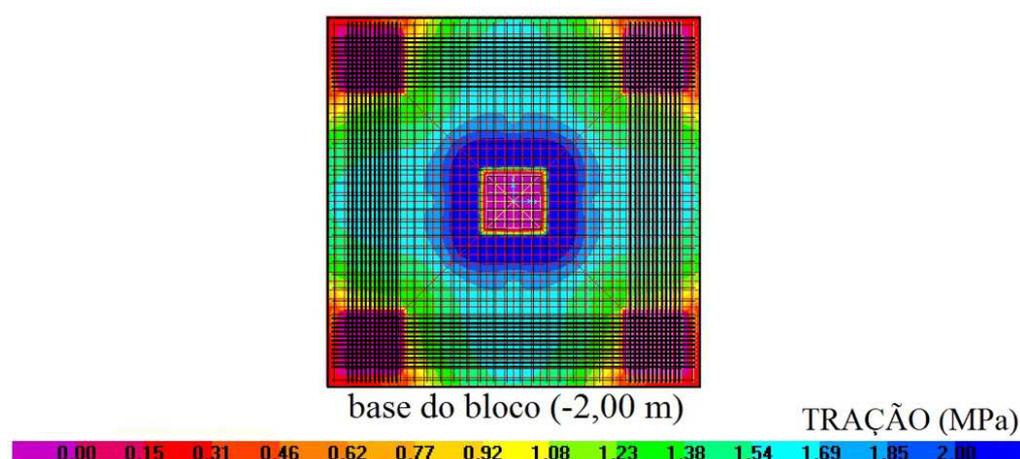
LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN/faixa)	34,78	69,10	68,55	69,05	71,05	73,25	75,20	77,15	78,70	79,60	75,95
As (cm²/faixa)	0,80	1,59	1,58	1,59	1,63	1,68	1,73	1,77	1,81	1,83	1,75
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN/faixa)	71,80	84,10	86,50	89,95	93,40	102,75	96,95	89,10	90,50	91,00	91,10
As (cm²/faixa)	1,65	1,93	1,99	2,07	2,15	2,36	2,23	2,05	2,08	2,09	2,10
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN/faixa)	91,00	90,50	89,10	96,95	102,75	93,40	89,95	86,50	84,10	71,80	75,95
As (cm²/faixa)	2,09	2,08	2,05	2,23	2,36	2,15	2,07	1,99	1,93	1,65	1,75
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN/faixa)	79,60	78,70	77,15	75,20	73,25	71,05	69,05	68,55	69,10	34,78	
As (cm²/faixa)	1,83	1,81	1,77	1,73	1,68	1,63	1,59	1,58	1,59	0,80	

A totalização da área de aço da tabela acima resulta em 78,84 cm². Ou seja, é possível atender as forças de tração na base do bloco com área de aço de 78,84 cm² (calculada para faixas de armação de 10 em 10 cm) até 94,25 cm² (calculada para armação em faixa única para a máximas força em kN/m atuante).

Analisando este cenário, percebe-se que a armação de 89,47 cm² obtida pela fórmula analítica de Blevot e Frémy (1967) está entre o valor mínimo e máximo obtido pela cálculo a partir dos campos de tensões, sendo considerado portanto coerente.

Outra análise importante é em relação a disposição dessas armaduras pela formulação clássica. Como visto no tópico 3.4.3, pelas tensões observadas na base, a armação precisa cobrir tanto as diagonais passando pela estaca central quanto a periferia unindo as estacas externas. A disposição das armaduras utilizadas em relação as tensões está mostrado na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Posição das armaduras em relação as tensões de tração da base



Fazendo a armação principal só pelos lados como ocorreu, os esforços das regiões entre as estacas externas estão atendidos, mas a região central, que é onde se encontram os esforços mais elevados, ficam armados apenas com a malha de controle de fissuração que não apresenta área de aço suficiente para atender a esta solicitação. Se a armação for pelas diagonais tal problema ocorrerá para as áreas entre as estacas que apresentam tensões entorno de 1,60 MPa.

Por estas análise percebe-se que a quantidade de aço está adequada, mas o posicionamento não, tornando a armação incompatível com os esforços. A proposição de dimensionamento para este problema será abortado no último tópico desta seção.

4.3.2 Pilar de geometria complexa X pilar de seção quadrada

Na sequência passou-se para a comparação entre os resultados obtidos pelos pilares com geometria complexa com os resultados do pilar de seção quadrada, atendendo ao objetivo de verificar se a simplificação da geometria do pilar por uma seção quadrada equivalente é válida ou não.

Como visto no tópico 3.4, tanto para o bloco sobre cinco estacas quanto para o bloco sobre nove estacas, ocorreu uma redução das tensões nas modelagens das estruturas de geometria complexa (Pilar 02 e 03) quando comparado com a modelagem de seu pilar quadrado equivalente (Pilar 01). Tal redução causou uma menor área de armadura principal conforme Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5 – Comparação da Armação principal das estruturas B05

ESTRUTURA	ARMAÇÃO ADOTADA	As, principal (cm²/m)	VARIAÇÃO
B05P01	Ø 20mm cada 14 cm	22,44	Referência
B05P02	Ø 20mm cada 18 cm	17,45	-22,22%
B05P03	Ø 20mm cada 20 cm	15,71	-30,00%

Tabela 4.6 – Comparação da Armação principal das estruturas B09

ESTRUTURA	ARMAÇÃO ADOTADA	As, principal (cm²/m)	VARIAÇÃO
B09P01	Ø 20mm cada 15 cm	20,94	Referência
B09P02	Ø 20mm cada 23 cm	13,66	-34,78%
B09P03	Ø 20mm cada 25 cm	12,57	-40,00%

A primeira ponderação importante é o fato da condição de pilar de seção quadrada equivalente levar a uma armação superior quando comparado com as seções complexas, com isso, a utilização de tal simplificação pelas análises realizadas conduziu a um dimensionamento a favor da segurança.

Caso seja considerado a geometria real do pilar, a redução das armaduras em relação ao pilar equivalente para esses dois pilares analisados ficou de 22,22% até 40,00%, valores que conduzem a uma economia de recursos. Contudo, salienta-se que com o estudo de apenas dois pilares complexos não se pode generalizar que toda consideração de geometria real vá levar a uma redução de armadura dessa ordem de grandeza e que, por isso, pode-se simplesmente reduzir tais armaduras. Tais valores podem no máximo servir de incentivo ao

engenheiro calculista para que este realize um estudo mais aprofundado, a fim de buscar uma economia que se pode ter em relação ao cálculo simplificado.

O que esse estudo corrobora é que, na ausência de uma análise completa das tensões envolvidas em um bloco de fundação com pilar de geometria complexa, a simplificação da consideração de pilar equivalente se mostrou a favor da segurança, servindo de auxílio para profissionais quando da definição de seus problemas que envolvam tais estruturas. Assim, cabe ao profissional responsável definir se parte para um cálculo simplificado ou se despende maior volume de trabalho na busca por um projeto otimizado.

Outra análise que se fez é em relação a mudança dos valores em relação a modificação da geometria. A geometria em “L” conduziu a valores de tensões de tração atuantes na base inferiores as obtidas em relação ao pilar em “U”. Variação esta que foi de 10,00% para o bloco sobre cinco estacas e 8,00% para o bloco sobre nove estacas. Isso aconteceu não pelo formato em si, mas sim pela diferença que ocorreu entre a localização da aplicação da carga em relação aos eixos das estacas. Assim, apenas a mudança da posição do estaqueamento já pode alterar essa relação.

Outra questão observada é em relação as tensões visualizadas nos blocos, ambas as configurações de cinco estacas e nove estacas apresentaram campos de tração distribuídos de forma que a armação em malha se apresenta de forma adequada. Tal fato não ocorreu nos blocos de três e quatro estacas ensaiados por Blevot e Frémy (1967), onde, nesses casos, a armadura em malha não se mostrou eficiente.

5 ESTRATÉGIAS DE DIMENSIONAMENTO DO BLOCOS DE FUNDAÇÃO SUPORTANDO PILARES COMPLEXOS

O último objetivo do trabalho, foco deste tópico, é propor estratégias de como dimensionar os blocos de fundação dos pilares com geometria complexa, utilizando a metodologia analítica de escoras e tirantes.

A primeira ponderação é em relação a consideração do formato. Como visto nesta dissertação, a simplificação de usar o pilar como um quadrado de área equivalente se mostrou a favor da segurança, então esta é a primeira estratégia indicada. Dessa forma, o dimensionamento das estruturas B05P02 e B05P03 se dá pelo dimensionamento da B05P01.

Como visto no tópico anterior, o dimensionamento do bloco sobre cinco estacas com armadura principal apenas nas diagonais ou nos lados não se mostrou satisfatória e, dessa forma, o bloco precisa apresentar armações que atendam a ambas posições.

Observando os esforços da Tabela 4.4 tem-se que a área de aço demandada para as faixas das estacas externas (entre linhas 01 a 10) somam 16,02 cm² de aço, 45,66% da armadura disposta pelos lados. Assim, mantendo-se o equacionamento clássico, pode-se considerar adequado o dimensionamento das armaduras para que 50% dos esforços seja suportado pelo tirante ligando as estacas externas e 50% pelos tirantes das diagonais.

Calculando as armaduras para esta condição tem-se:

$$Z_{diag.} = \frac{50\% \frac{4P_d}{5} \sqrt{2} (e - a/2)}{8 d} = 1.072,47 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$A_{S_{diag.}} = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{1078,48}{\frac{50}{1,15}} = 24,66 \text{ cm}^2 \quad (4.24)$$

$$A_{S_{diag.}} = 13 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 26,14 \text{ cm}^2 \quad (4.25)$$

$$Z_{lados} = \frac{50\% \frac{4P_d}{5} (e - a/2)}{8 d} = 758,35 \text{ kN} \quad (4.26)$$

$$A_{S_{lados}} = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{758,35}{\frac{50}{1,15}} = 17,44 \text{ cm}^2 \quad (4.27)$$

$$A_{S_{lados}} = 9 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 18,10 \text{ cm}^2 \quad (4.28)$$

Como visto as diagonais receberão 13 barras de 16 mm e os lados 9 barras de 16 mm. Como existem vazios que não recebem armadura, e para costurar eventuais fissuras nas regiões dos tirantes, manteve-se a armadura de controle de fissuração em toda a base do bloco. Como esta é disposta em malha alinhada com os lados, foi calculada para 20% do esforço total pelos dois lados, conforme segue:

$$Z_{cont.fiss.} = 20\% \frac{\frac{4P_d}{5} (e - a/2)}{8d} \times 2 = 606,68 \text{ kN} \quad (4.29)$$

$$A_{S_{cont.fiss.}} = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{606,68}{\frac{50}{1,15}} = 13,95 \text{ cm}^2 \quad (4.30)$$

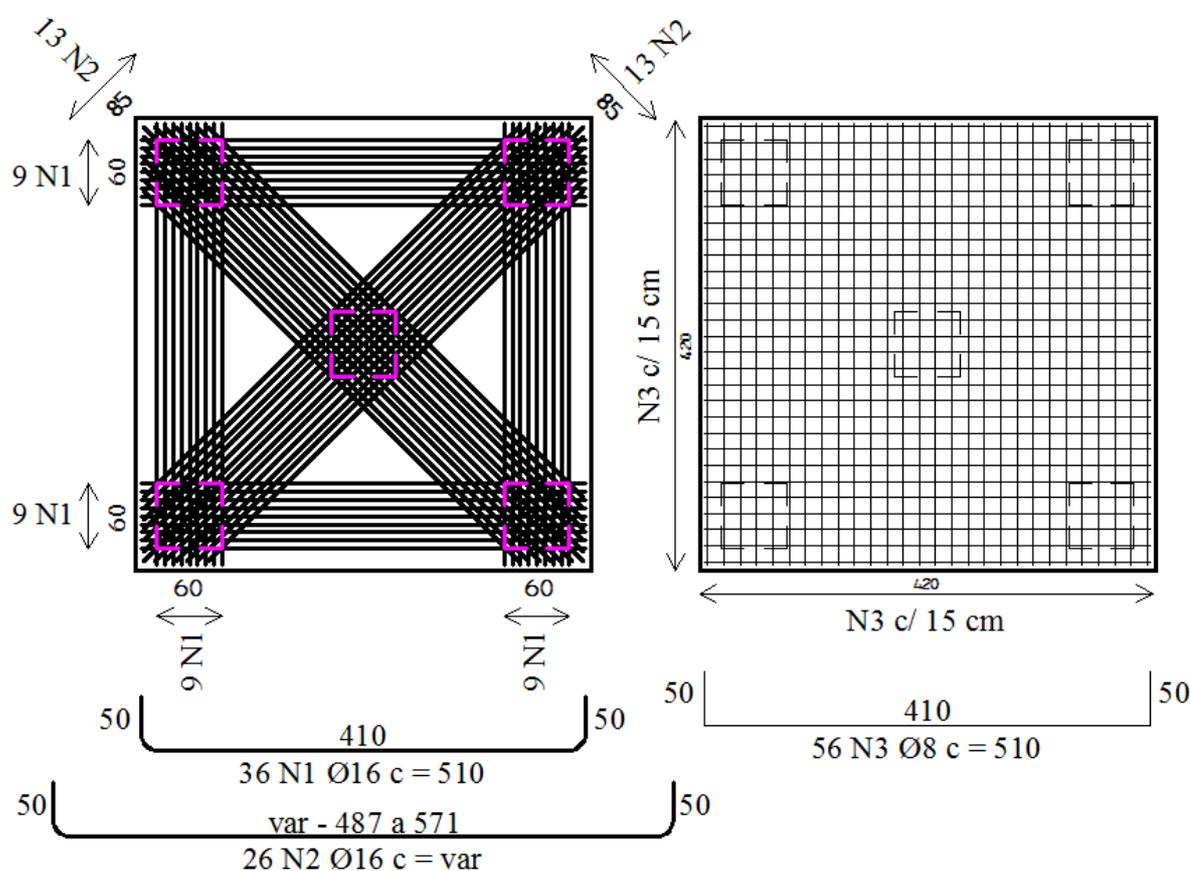
$$A_{S_{cont.fiss.}} = \emptyset 8 \text{ mm } c / 15 \text{ cm} = 14,07 \text{ cm}^2 \quad (4.31)$$

Tais valores correspondem ao calculado para a B05P01 no tópico 4.1.1 quando da modelagem apenas pelos lados e, igualmente como ocorreu naquela ocasião, tal armadura também foi definida como armadura lateral e superior:

- $A_{S_{lateral}} = \emptyset 8 \text{ mm } \textit{cada } 15 \text{ cm};$
- $A_{S_{superior}} = \emptyset 8 \text{ mm } \textit{cada } 15 \text{ cm};$

A armação da base está apresentada na Figura 5.1 e o detalhamento completo do Bloco B05P01 pela regra dos 4/5 da carga nesta condição de tirantes pelos lados e pelas diagonais está no Apêndice B.

Figura 5.1 – Armação definida para a base da estrutura B05P01 pela regra de 4/5 da carga



Desta análise conclui-se que a armação do bloco sobre cinco estacas com carga central considerando o carregamento como sendo 4/5 de P é adequado desde que se disponha armadura principal tanto pelas diagonais quanto pelos lados.

Não havendo as simulações das estruturas em softwares para a visualização dos campos de tensões, as verificações das escoras e nós devem ser feitas pela análise e decomposição dos esforços aplicados na estrutura.

Neste ponto cabe a consideração sobre as reações das estacas calculadas no item 3.4. Como visto pela modelagem realizada, a estaca central recebeu 27,64% da carga total, sendo seu valor 52,80% a mais do que a reação das outras estacas (3.122,43 kN contra 2.043,83 kN). Entretanto, a consideração de valores iguais para cada estaca resulta em um dimensionamento dos tirantes a favor da segurança visto que os valores dos esforços das escoras inclinadas que descem para as estacas externas são mais elevados, resultando em maior área de aço.

Assim, a consideração de reação igual em cada estaca pode ser utilizada, mas cuidados especiais devem ser tomados em relação a verificação do nó da estaca central, pois na consideração 1/5 da carga esta receberá menos esforço.

Por não ser objeto de estudo deste trabalho, a vinculação das estacas no maciço de solos foi considerada de forma simplificada, conforme descrito na metodologia, mesmo assim fica a recomendação de se deixar uma folga de 40% entre a tensão atuante e a tensão máxima admissível neste nó.

Para as verificações de tensões atuantes, como visto anteriormente, as regiões nodais mais críticas são as faces de aplicação da carga do pilar e a face de reação de apoio da estaca central.

Para a verificação da face do pilar, como o pilar apresenta a mesma área do pilar de seção complexa, o valor de A_p utilizado é o mesmo e, por este ser um nó do tipo CCC, basta comparar a tensão atuante com a tensão máxima admissível (f_{cd1}):

$$\sigma_{c_{pilar}} = \frac{F_d}{A_p} \leq f_{cd1} \quad (4.32)$$

$$\sigma_c = \frac{10.000 \text{ kN}}{1,00 \text{ m}^2} \leq 13,66 \text{ MPa} \quad (4.33)$$

$$\sigma_c = 10 \text{ MPa} \leq 13,66 \text{ MPa} \quad (4.34)$$

em que: $\sigma_{c_{pilar}}$: Tensão de compressão atuante na base do pilar;
 F_d : Força de compressão de cálculo aplicada sobre o pilar;
 A_p : Área da seção do pilar;
 f_{cd1} : tensão resistente máxima no concreto em nós CCC.

Para a verificação da face da estaca central, seguindo a recomendação de folga de 40% entre a tensão atuante e a tensão máxima admissível (nó CTT) tem-se:

$$\sigma_{c_{est.cent.}} = \frac{\frac{1}{5} \times P_d}{A_{est.cent.}} \times 1,40 \leq f_{cd2} \quad (4.35)$$

$$\sigma_{c_{est.cent.}} = \frac{\frac{1}{5} \times 11.234,8 \text{ kN}}{0,6\text{m} \times 0,6\text{m}} \times 1,40 \leq 9,64 \text{ MPa} \quad (4.36)$$

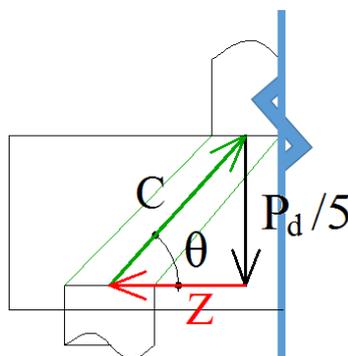
$$\sigma_{c_{est.cent.}} = 8,74 \text{ MPa} \leq 9,64 \text{ MPa} \quad (4.37)$$

em que: $\sigma_{c_{est.cent.}}$: Tensão de compressão atuante na base da estaca central;
 P_d : Força de compressão de cálculo atuante nas estacas;
 A_p : Área da seção do pilar;
 f_{cd2} : tensão resistente máxima no concreto em nós CTT.

Devido as dimensões do bloco de fundação, o seu peso próprio não foi desprezado, isso faz com que a força atuante nas estacas (P_d) seja diferente da força aplicada pelo pilar (F_d).

Para as escoras, uma vez que o volume do bloco de fundação permite a formação do campo de compressão sem limitação de espaço, dificilmente haverá restrição quanto as tensões envolvidas. A força atuante na escora pode ser obtida pela relação de triângulos conforme Figura 5.2.

Figura 5.2 – Relação de triângulos para as escoras do bloco sobre cinco estacas



Assim, a força atuante na escora é:

$$C_d = \frac{\frac{P_d}{5}}{\sin \theta} = \frac{\frac{11.234,80}{5}}{\sin 46,33^\circ} = 3.106,42 \text{ kN} \quad (4.38)$$

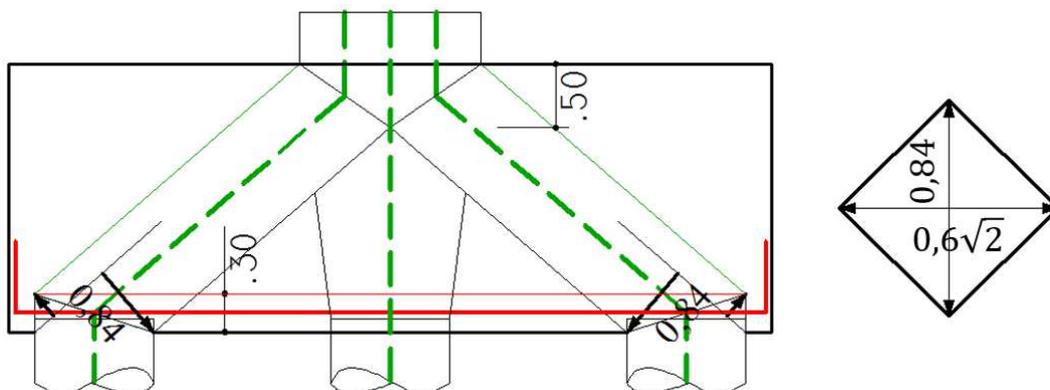
onde: C_d : Tensão de compressão atuante na escora;
 P_d : Força de compressão de cálculo atuante nas estacas;
 θ : Inclinação da escora.

Utilizando a tensão máxima admissível atuante na escora para o pior cenário (escora tipo garrafa) como sendo a f_{cd2} tem-se:

$$A_{min.escora} = \frac{3.106,42 \text{ kN}}{9,64 \text{ MPa}} = 0,32 \text{ m}^2 \quad (4.39)$$

Considerando uma altura do tirante de 30 cm, a área mais restrita da escora forma um losango de 0,84m por 0,85m ($0,6\sqrt{2}$), área de 0,36 m² maior que os 0,32 m² necessários, conforme Figura 5.3. Caso a área não fosse atendida bastava elevar a altura do tirante até obter uma condição satisfatória.

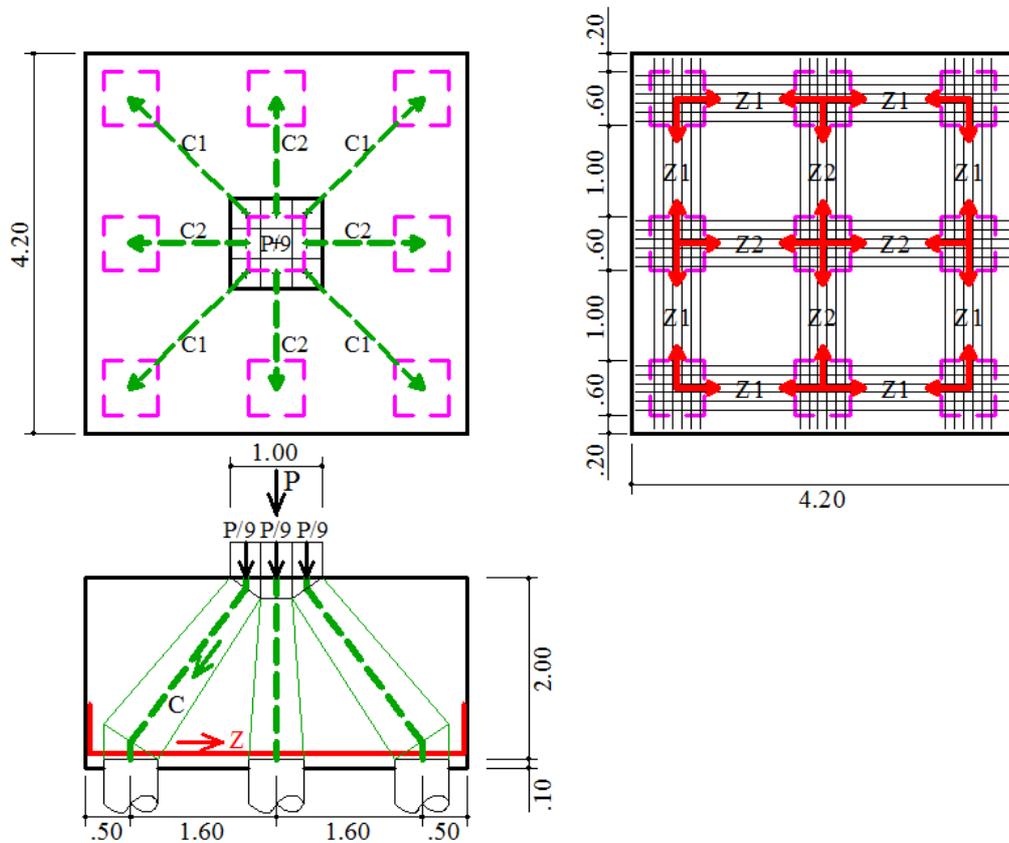
Figura 5.3 – Desenvolvimento das escoras e tirantes



Como visto, as verificações tanto dos nós quanto das escoras foram atendidas para o bloco sobre cinco estacas, concluindo assim o dimensionamento do bloco B05 submetida ao pilar quadrado de área equivalente aos pilares de geometria complexa P02 em “C” e P03 “L”.

Para o dimensionamento do bloco sobre nove estacas, considerando a representatividade da seção quadrada equivalente, o dimensionamento das estruturas B09P02 e B09P03 se dará pelo dimensionamento da B09P01. Para este caso, pela metodologia clássica pode-se definir a formação das escoras (setas verdes) e tirantes (setas vermelhas) conforme Figura 5.4.

Figura 5.4 – Desenvolvimento das escoras e tirantes



Analisando a Tabela 3.5 observa-se que a consideração de distribuição de 1/9 da carga total (11,11%) para cada estaca é uma boa aproximação. Tal valor provocará uma escora mais carregada em direção as estacas dos vértices E1, E3, E7 e E9 (a favor da segurança) e próximo do valor das estacas intermediárias E2, E4, E6 e E8, havendo apenas a diferença significativa contrário a segurança em relação à estaca central. Para esta, igualmente ao proposto para o bloco sobre cinco estacas, fica a recomendação de se deixar uma folga de 40% entre a tensão atuante e a tensão máxima admissível neste nó.

Efetuando a decomposição de triângulos para o cálculo de C1, C2, Z1 e Z2 mostrados na Figura 5.4 tem-se:

$$\tan \theta_1 = \frac{2,00}{1,6\sqrt{2} - \frac{1,0\sqrt{2}}{3}} = \frac{\frac{P_d}{9}}{\frac{2 \times Z_{1d}}{\sqrt{2}}} \quad (4.40)$$

$$\tan \theta_1 = 1,116 \rightarrow \theta_1 = 48,14^\circ \quad (4.41)$$

$$Z_{1d} = \frac{P_d \sqrt{2}}{9 \times \tan \theta_1 \times 2} = \frac{11.234,80 \sqrt{2}}{9 \times 1,116 \times 2} = 790,60 \text{ kN} \quad (4.42)$$

$$C_{1d} = \frac{\frac{P_d}{9}}{\sin \theta_1} = \frac{\frac{11234,80}{9}}{\sin 48,14^\circ} = 1.676,14 \text{ kN} \quad (4.43)$$

$$\tan \theta_2 = \frac{2,00}{1,6 - \frac{1,0}{3}} = \frac{\frac{P_d}{9}}{Z_{2d}} \quad (4.44)$$

$$\tan \theta_2 = 1,579 \rightarrow \theta_2 = 57,65^\circ \quad (4.45)$$

$$Z_{2d} = \frac{P_d}{9 \times \tan \theta_2} = \frac{11.234,80}{9 \times 1,579} = 790,60 \text{ kN} \quad (4.46)$$

$$C_{2d} = \frac{\frac{P_d}{9}}{\sin \theta_2} = \frac{\frac{11234,80}{9}}{\sin 57,65^\circ} = 1.477,62 \text{ kN} \quad (4.47)$$

Como visto, as forças nos tirantes Z1 e Z2 são iguais e valem 790,60 kN.

Calculando as armaduras, incluindo a de controle de fissuração:

$$A_S = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{790,60}{\frac{50}{1,15}} = 18,18 \text{ cm}^2 \quad (4.48)$$

$$A_S = 6 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 18,85 \text{ cm}^2 \quad (4.49)$$

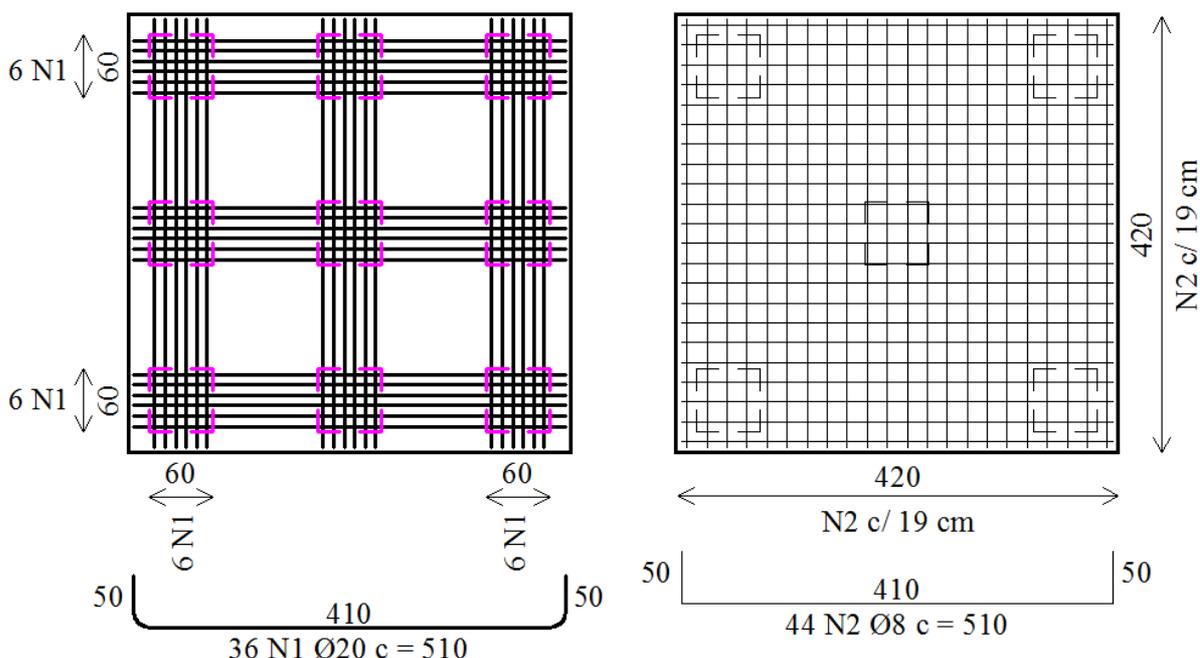
$$A_{S_{cont.fiss.}} = 20\% \frac{2 \times Z_{1d} + Z_{2d}}{f_{yd}} = \frac{474,36}{\frac{50}{1,15}} = 10,91 \text{ cm}^2 \quad (4.50)$$

$$A_{S_{cont.fiss.}} = \emptyset 8 \text{ mm c/ } 19 \text{ cm} = 11,11 \text{ cm}^2 \quad (4.51)$$

Assim, as armações definidas são tirantes de 6 barras de 20 mm e armadura de controle de fissuração, que também está sendo utilizada como armadura lateral e superior, em malha 8 mm a cada 19 cm, resultando em uma armadura total na base de 67,1 cm² sendo 56,55 cm² para armadura principal e 11,11 cm² para a armadura secundária.

A armação da base do bloco B09 pode ser observada na Figura 5.5 abaixo, a armação completa está no Apêndice C.

Figura 5.5 – Armação da base do bloco B09 por escoras e tirantes



Comparando as armaduras obtidas de forma analítica por escoras e tirantes com as obtidas por meio do levantamento de tensões das simulações computacionais tem-se 67,1 cm² para a primeira contra 87,96 cm² para a segunda, uma diferença de 23,72% a menos para o cálculo analítico.

Igualmente ao que foi feito para o bloco B05P01, calculando a área de aço para atender a força correspondente em cada faixa chega-se a Tabela 4.7.

Tabela 5.1 – Área de aço necessária ao longo da base da estrutura B09P01

LINHA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
FORÇA (kN/faixa)	31,30	56,53	52,90	51,74	51,67	52,56	54,28	56,48	60,17	66,79	70,08
As (cm²/faixa)	0,72	1,59	1,58	1,59	1,63	1,68	1,73	1,77	1,81	1,83	1,75
LINHA	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
FORÇA (kN/faixa)	71,60	73,47	76,27	79,22	82,19	84,77	84,35	86,23	87,17	88,32	87,84
As (cm²/faixa)	1,65	1,69	1,75	1,82	1,89	1,95	1,94	1,98	2,00	2,03	2,02
LINHA	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
FORÇA (kN/faixa)	88,32	87,17	86,23	84,35	84,77	82,19	79,22	76,27	73,47	71,60	70,08
As (cm²/faixa)	2,03	2,00	1,98	1,94	1,95	1,89	1,82	1,75	1,69	1,65	1,61
LINHA	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
FORÇA (kN/faixa)	66,79	60,17	56,48	54,28	52,56	51,67	51,74	52,90	56,53	31,30	
As (cm²/faixa)	1,54	1,38	1,30	1,25	1,21	1,19	1,19	1,22	1,30	0,72	

A totalização da área de aço da tabela acima resulta em 67,25 cm², valor equivalente com os 67,10 cm² obtidos de forma analítica.

Em relação ao posicionamento das armaduras principais, a disposição com tirante passando por todas as estacas, travando todos os nós da base nas duas direções, se mostra favorável, havendo ainda a malha secundária para controle de fissuras nas regiões entre as estacas.

A verificação da face do pilar para o bloco sobre nove estacas não se altera em relação ao de cinco estacas em virtude da força aplicada e da área do pilar equivalente ser a mesma:

$$\sigma_{c\text{ pilar}} = \frac{F_d}{A_p} \leq f_{cd1} \quad (4.52)$$

$$\sigma_c = \frac{10.000 \text{ kN}}{1,00 \text{ m}^2} \leq 13,66 \text{ MPa} \quad (4.53)$$

$$\sigma_c = 10 \text{ MPa} \leq 13,66 \text{ MPa} \quad (4.54)$$

em que: $\sigma_{c\text{ pilar}}$: Tensão de compressão atuante na base do pilar;
 F_d : Força de compressão de cálculo aplicada sobre o pilar;
 A_p : Área da seção do pilar;
 f_{cd1} : tensão resistente máxima no concreto em nós CCC.

Para a verificação da face da estaca central, seguindo a recomendação de folga de 40% entre a tensão atuante e a tensão máxima admissível (nó CTT) tem-se:

$$\sigma_{c\text{ est.cent.}} = \frac{\frac{1}{9} \times P_d}{A_{\text{est.cent.}}} \times 1,40 \leq f_{cd2} \quad (4.55)$$

$$\sigma_{c\text{ est.cent.}} = \frac{\frac{1}{9} \times 11.234,8 \text{ kN}}{0,6\text{m} \times 0,6\text{m}} \times 1,40 \leq 9,64 \text{ MPa} \quad (4.56)$$

$$\sigma_{c\text{ est.cent.}} = 4,86 \text{ MPa} \leq 9,64 \text{ MPa} \quad (4.57)$$

em que: $\sigma_{c\text{ est.cent.}}$: Tensão de compressão atuante na base da estaca central;
 P_d : Força de compressão de cálculo atuante nas estacas;
 A_p : Área da seção do pilar;
 f_{cd1} : tensão resistente máxima no concreto em nós CCC.

6 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo estudar o comportamento de blocos de fundação sobre estacas que recebem pilares de geometria complexa, por meio do Método das Bielas, ainda, realizar uma proposta de abordagem para o dimensionamento destes casos, de forma a auxiliar os profissionais quando do dimensionamento de seus problemas reais. Para isso, foram estudados por meio de elementos finitos três geometrias de pilares, um pilar em “C”, um pilar em “L” e um com área quadrada equivalente aos dois anteriores, em duas configurações de bloco, uma com cinco estacas e outra com nove.

A partir das modelagens foi possível ver os diferentes fluxos de tensões, identificar os elementos de tração e compressão em cada caso, dimensionar as armaduras, comparar os resultados entre as seis estruturas e propor uma forma de abordagem analítica. Em decorrência das modelagens, também foi possível verificar se o dimensionamento proposto pela teoria clássica do bloco sobre cinco estacas com a utilização de $4/5$ do carregamento é adequado ou não.

No caso do dimensionamento do bloco sobre cinco estacas com a utilização de $4/5$ da carga total percebeu-se que o dimensionamento e armação da estrutura apenas pelas faces do bloco é incompatível com os esforços encontrados nas simulações computacionais. Tal disposição com o uso de apenas a armadura de controle de fissuração na região central não apresenta capacidade de resistir aos esforços de tração elevadas nesta área da estrutura. Para este caso, um dimensionamento adequado foi obtido com a utilização de armação considerando tirantes nas diagonais resistindo a 50% dos esforços atuantes e com tirantes pelos lados dimensionamentos para os demais 50%.

Em relação as reações das estacas centrais, percebeu-se que a consideração de distribuição igualitária entre as estacas conduz a um dimensionamento adequado para as escoras e tirantes, porém tal consideração leva a um subdimensionamento dos valores das tensões de compressão atuantes no nó da estaca central, ficando a recomendação de se deixar uma folga de 40% entre a tensão atuante registrada e a tensão máxima admissível neste nó, quando da divisão igualitária dos esforços por estaca.

Na comparação das áreas dos tirantes calculadas com o uso das tensões extraídas por meio de análise por MEF com os dimensionados pela proposta de Blevot e Frémy (1967), pela decomposição dos esforços da treliça interna de escoras e tirantes, foram obtidas áreas de

ação equivalentes tanto para o bloco sobre cinco estacas quanto para o de nove, mostrando dessa forma os bons resultados pelo equacionamento clássico.

Na análise dos diferentes pilares estudados percebeu-se que a consideração de geometria complexa gerou uma distribuição mais homogênea dos esforços no interior da estrutura, tanto no bloco sobre cinco, quando no bloco sobre nove estacas, resultando em campos de tração inferiores quando comparados ao campo de uma pilar de seção quadrada equivalente.

Isso ocorreu devido a condição de aplicação da carga mais afastada do CG do pilar ter gerado escoras menos inclinadas, que resultaram em tirantes com menor esforço de tração. Assim, as estruturas estudadas corroboraram para a aceitação da simplificação da geometria do pilar complexo por pilar de seção quadrada, visto terem conduzido para um dimensionamento a favor da segurança, mostrando que a prática de usar *softwares* que dimensionam os blocos de fundação apenas para o formato de pilar de seção retangular traz bons resultados.

Outra conclusão sobre a geometria é que o cálculo mais preciso com a utilização da geometria real pode conduzir a uma redução do consumo de armadura, cabendo ao profissional definir se parte para um cálculo simplificado ou se despender maior volume de trabalho na busca por um projeto otimizado.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA, 1995.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (**ACI 318-08**). Farmington Hills, Estados Unidos, 1997.

ANDRADE, J. R. L. **Dimensionamento de elementos estruturais de fundações. Departamento de Estruturas**, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. SET-EESC-USP. São Carlos. 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BLEVOT, J.; FRÉMY, R. **Semelles Sur Pieux. Annales de L'institut Technique Du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v.20, n. 230, pág. 224-273. fev. 1967.

BLOODWORTH, A.; Cao, J.; Xu, M. Numerical Modeling of Shear Behavior of Reinforced Concrete Pile Caps. **Journal of Structural Engineering**. Estados Unidos da América, v. 138, n. 6, p. 708-717, junho. 2012.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA Standard-A23.3-M84** – Design of Concrete Structures. Ontario: Rexdale, 1984.

Computers and Structures, Inc. **CSI Analysis reference manual: For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge**. Berkeley, California, USA. 2013.

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

DELALIBERA, R. G. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006, 332. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.

EUROCODE 2. European Standard. First Draft, 1992.

LEU, L.; HUANG, C.; CHEN, C.; LIAO, Y. Strut-and-Tie Design Methodology for Three-Dimensional Reinforced Concrete Structures. **Journal of Structural Engineering**. Estados Unidos da América, v. 132, n. 6, p. 929-938, junho. 2006.

MIGUEL, M. G. **Análises experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000, 242. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MORAES, M. C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: Editora McGraw-Hill, 1976.

MIGUEL, M. G.; TAKEYA, T.; GIONGO, J. S. Structural behavior of three-pile caps subjected to axial compressive loading. **Materials and Structures**. França, v. 41, n. 1, p. 85-98, janeiro. 2008.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004, 160. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MUNHOZ, F. S. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. 2014, 358. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MUNHOZ, F. S.; BARROS, R.; GIONGO, J. S. **Análise do comportamento de uma bloco de concreto armado sobre seis estacas para um pilar com seção transversal composta de retângulos**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 52, 2010, Fortaleza. Anais...Fortaleza: CBC, 2010.

OLIVEIRA, D. S.; BARROS, R.; GIONGO, J. S. Blocos de concreto armado sobre seis estacas: Simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes. **IBRACON Structures and Materials Journal**, São Carlos, v. 7, n. 1, p. 12-23, fev. 2014.

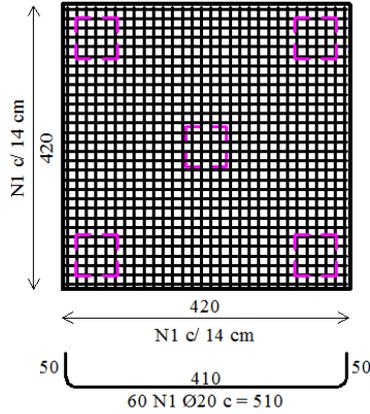
PARK, J. W.; KUCHMA, D.; SOUZA, R. A. Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Canadá, 35(12): 1399-1413, 10.1139/L08-062 2008.

PÖTZL, M. **Pile cap subjected to vertical forces and moments, Proceedings of IABSE workshop**. New Dehli. 1993 und Tagungsband; Konstruktionsbeton - Bemessen und Konstruieren mit Stabwerkmodellen, Weiterbildungsseminar, Universität Stuttgart 1993.

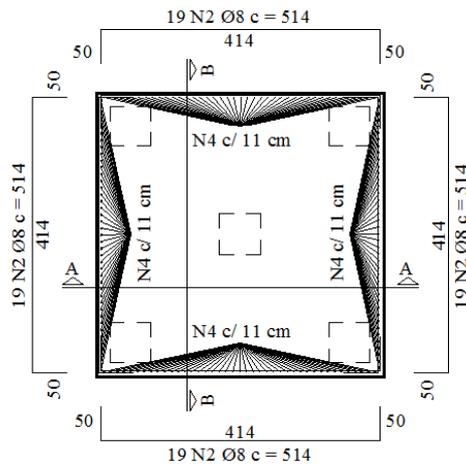
SOUZA, R. A. Concreto Estrutural: **Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidade**. 2004, 379. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, R. A.; KUCHMA, D.; PARK, J. W.; Bittencourt, T. N. Adaptable Strut-and-Tie Model for Design and Verification of Four-Pile Caps. **ACI Structural Journal**, Estados Unidos, v. 106, n. 2, p. 142-150. 2009.

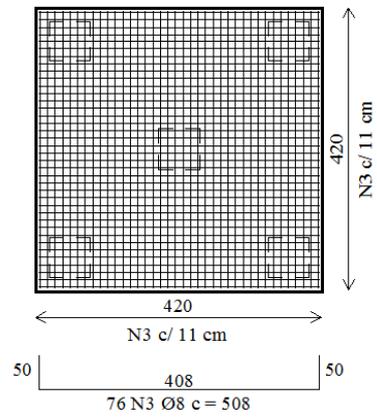
APÊNDICE A – Detalhamento do bloco B05P01 pela análise de campos de tensões



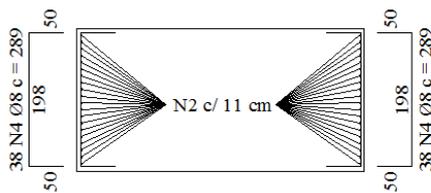
ARMAÇÃO DO FUNDO



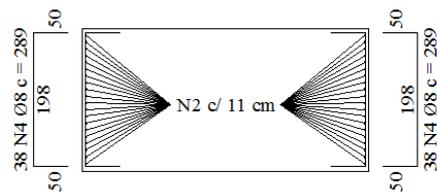
LATERAIS



FACE SUPERIOR

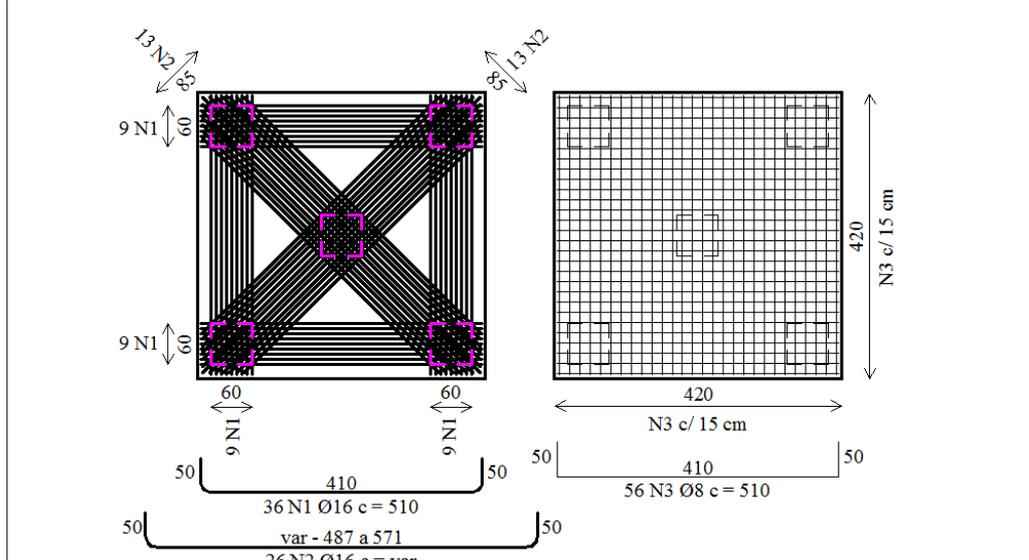


CORTE AA

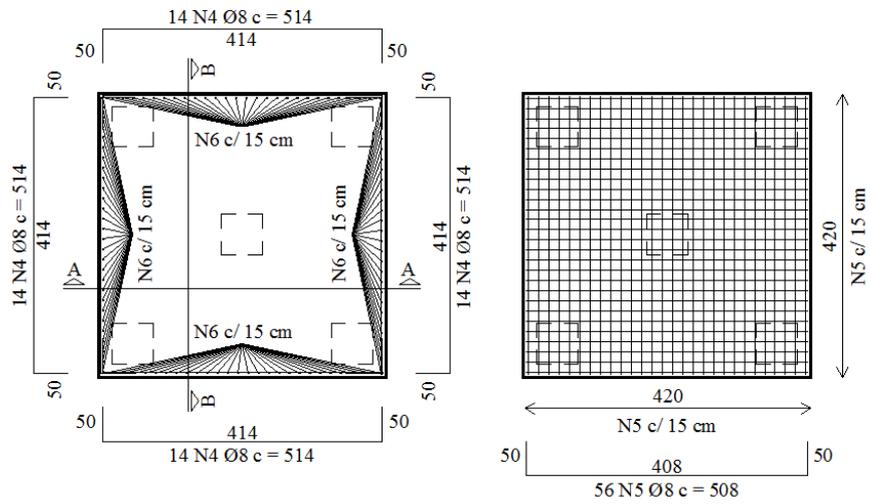


CORTE BB

APÊNDICE B – Detalhamento do bloco B05P01 pelo Método das Bielas

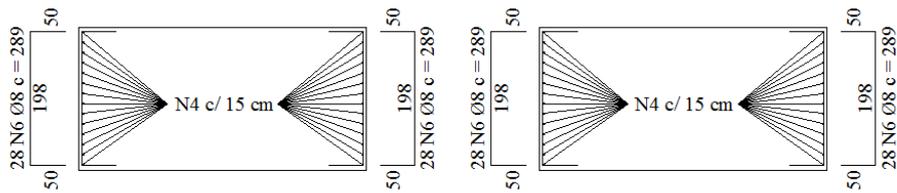


ARMAÇÃO DO FUNDO



LATERAIS

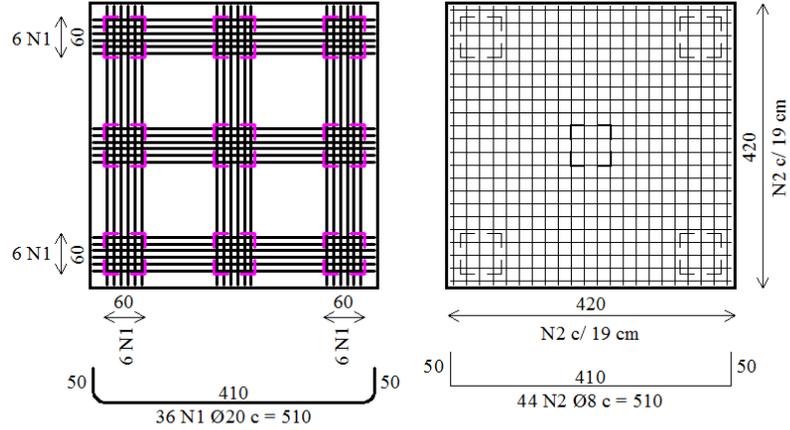
FACE SUPERIOR



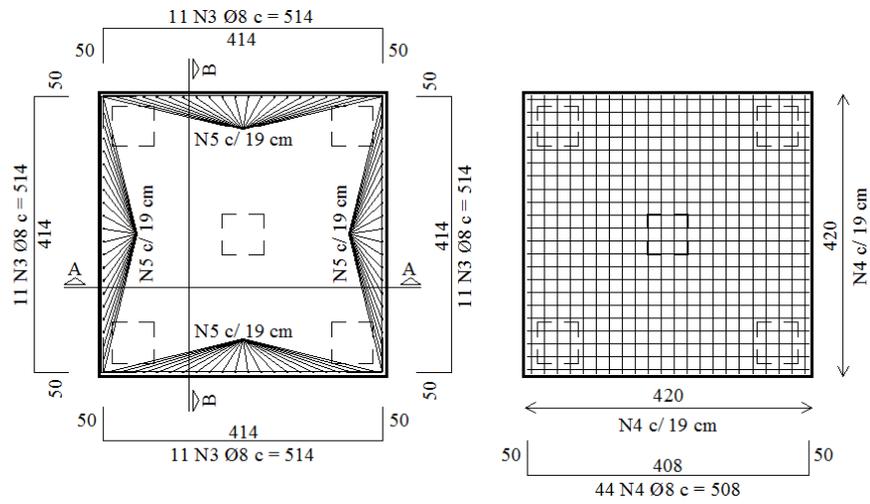
CORTE AA

CORTE BB

APÊNDICE C – Detalhamento do bloco B09P01 pelo Método das Bielas

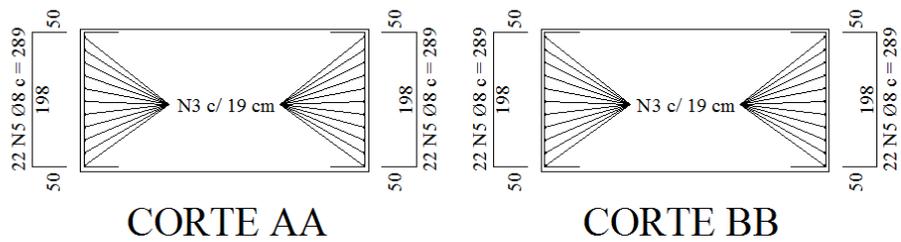


ARMAÇÃO DO FUNDO



LATERAIS

FACE SUPERIOR



CORTE AA

CORTE BB