

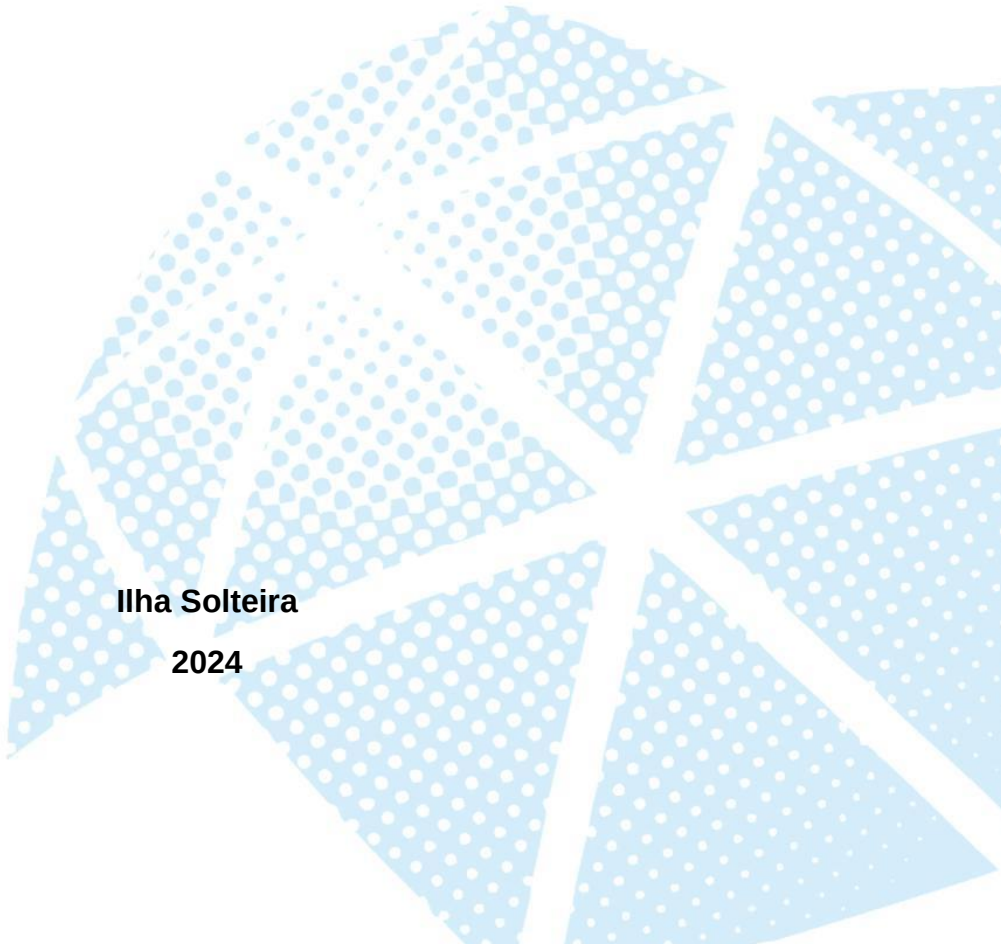
**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

ROGÉRIO YOSHIO TATIBANA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS ESCAVADAS –
EDIFÍCIO DE 12 PAVIMENTOS NO MUNICÍPIO DE CATANDUVA (SP)**

Ilha Solteira

2024



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

ROGÉRIO YOSHIO TATIBANA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS ESCAVADAS –
EDIFÍCIO DE 12 PAVIMENTOS NO MUNICÍPIO DE CATANDUVA (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Faculdade de
Engenharia de Ilha Solteira – Unesp,
como parte dos requisitos para
obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Adriano Souza

Ilha Solteira

2024

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

- T219p Tatibana, Rogério Yoshio.
Projeto de fundação em estacas escavadas - Edifício de 12 pavimentos no município de Catanduva (SP) / Rogério Yoshio Tatibana. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2024
209 f. : il.
- Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira, 2024
- Orientador: Adriano Souza
- Inclui bibliografia
1. Fundações profundas. 2. Estacas. 3. Projeto.

Elaborado por Raiane da Silva Santos - CRB: 8/9999

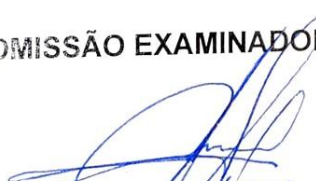
FOLHA DE APROVAÇÃO

Aluno: ROGÉRIO YOSHIO TATIBANA

Título: Projeto de fundação em estacas escavadas – Edifício de 12 pavimentos no município de Catanduva (SP)

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Campus de Ilha Solteira

COMISSÃO EXAMINADORA



Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcantara

UNESP – Campus de Ilha Solteira



Prof. MSc Rodrigo Andraus Bispo

UNESP – Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira

22/07/2024

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais e ao meu irmão, que me apoiaram, acreditaram e incentivaram nas minhas decisões e neste momento que parecia inalcançável.

Aos meus amigos de infância, que me acompanharam no meu desenvolvimento pessoal, vibravam comigo nas conquistas, torceram pelo meu sucesso e estiveram ao meu lado nas dificuldades.

Aos meus colegas e amigos que fiz durante o meu percurso na faculdade. Em especial, ao pessoal da turma 2016/2, que conviveram, estudaram e superaram grande parte dos desafios comigo.

Aos projetos de extensão, como o Coral da Unesp FEIS – Ibilce que me proporcionou uma convivência harmoniosa com a comunidade, além de me inserir em culturas diversas. E ao Instituto Confúcio na Unesp, que trouxe a oportunidade de aprender Mandarim com professores chineses, além da possibilidade do intercâmbio, que realizei durante 1 ano letivo na Universidade de Hubei.

Ao professor José Luiz Pinheiro Melges, que prontamente me auxiliou em relação às dúvidas que surgiram no dimensionamento das armaduras dos blocos sobre estacas.

E por fim, agradeço ao meu orientador e professor Adriano Souza, que sempre foi solícito e interessado nas atividades e condições da FEIS e de seus alunos.

RESUMO

O presente trabalho consiste no dimensionamento do projeto de fundações em estacas escavadas de um edifício de 12 pavimentos no município de Catanduva, São Paulo. Para isso, foi necessário o levantamento das características da obra, como a planta do pavimento tipo, estudo da vizinhança, localização, estudo do solo. Dessa forma, foi possível realizar o lançamento dos pilares e suas respectivas áreas de influência, além de calcular as cargas nesses elementos. Com essas informações foi definido o comprimento e o número das estacas escavadas (pelo método de Aoki-Velloso), assim como o dimensionamento dos blocos de coroamento. Por fim, um orçamento desse projeto foi realizado e comparado com o projeto de estacas pré-moldadas de concreto, verificando as recomendações das normas técnicas, atendendo a segurança, qualidade e viabilidade.

Palavras-chave: fundações profundas; estacas; projeto.

ABSTRACT

The present paper consists of the elaboration of a foundation project for a 12-storey residential building in the city of Catanduva, São Paulo. To do this, it was necessary to survey the characteristics of the project, such as the floor plan, neighborhood study, location and soil study. This made it possible to lay out the pillars and their respective areas of influence, as well as calculating the loads on these elements. With this information, the length and number of drilled piles (using the Aoki-Velloso method) was defined, as was the sizing of the crowning blocks. Finally, a budget was drawn up for this project and compared with the precast concrete pile project, verifying the recommendations of the technical standards, taking into account safety, quality and feasibility.

Keywords: deep foundations; piles; project.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema dos equipamentos utilizados no ensaio SPT.	20
Figura 2 - Blocos de fundação.....	22
Figura 3 - Sapatas Isoladas.....	23
Figura 4 - Sapata Associada.	23
Figura 5 - Tipos de Radiers.	24
Figura 6 - Tubulões: a) em perfil, sem e com alargamento de base: b) circular, c) "falsa elipse".....	25
Figura 7 - Tubulões quanto ao uso de revestimento.	26
Figura 8 - Ferramentas de escavação para estaca escavada.....	29
Figura 9 - Execução de estaca escavada com lama de bentonita.	32
Figura 10 - Disposição de duas estacas.	40
Figura 11 - Disposição de três estacas.	40
Figura 12 - Disposição de quatro estacas.	41
Figura 13 - Disposição de cinco estacas.....	41
Figura 14 - Disposição de seis estacas.....	41
Figura 15 - Disposição de sete estacas.	42
Figura 16 - Disposição de oito estacas.	42
Figura 17 – Distância mínima entre estacas de blocos distintos.....	43
Figura 18 – Bloco com mais de um pilar.	44
Figura 19 – Estacas dispostas no sentido de maior e menor dimensão do pilar.	44
Figura 20 - Disposição com e sem momento de torção.	44
Figura 21 – Blocos contínuos.	45
Figura 22 – Bloco com duas estacas para dois pilares.	45
Figura 23 - Planta do pavimento tipo.....	46
Figura 24 – Vista lateral do edifício.	47
Figura 25 – Fachada do edifício.	48
Figura 26 – Disposição dos pilares.	49
Figura 27 – Áreas de Influência dos pilares.	50
Figura 28 - Cargas de trabalho de estacas escavadas	56
Figura 29 - Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes da armadura.....	61
Figura 30 - Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.....	65
Figura 31 - Área da biela de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estaca.....	66
Figura 32 - Ancoragem da armadura principal em bloco sobre duas estacas..	69
Figura 33 - Detalhamento das armaduras: Bloco sobre duas estacas.	70
Figura 34 - Esquema de forças para bloco sobre três estacas.	91
Figura 35 - Arranjo de armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal - Bloco sobre três estacas.	93
Figura 36 - Arranjo de armaduras na direção das medianas e paralelas aos lados - Bloco sobre três estacas.	94
Figura 37 - Decomposição da força de tração (R_s) na direção dos eixos das estacas.....	95

Figura 38 - Fissuração que exige armadura de suspensão	95
Figura 39 - Armadura de pele para bloco sobre três estacas.....	97
Figura 40 - Sugestão das dimensões para bloco sobre três estacas.....	97
Figura 41- Esquema de forças para bloco sobre quatro estacas.	121
Figura 42 - Possíveis detalhamentos da armadura principal.....	123
Figura 43 - Disposição mais usual da armadura para blocos sobre quatro estacas.....	124
Figura 44 - Bloco sobre cinco estacas, com uma estaca no centro.	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Estado de compacidade e consistência.	21
Tabela 2 - Tipos de estacas de acordo com o tipo de execução.....	28
Tabela 3 - Relação entre tipos de terreno e os coeficientes α e K.	37
Tabela 4 – Relação entre tipos de estacas e os fatores F_1 e F_2	38
Tabela 5 - Valor do coeficiente α para cada tipo de pilar.	51
Tabela 6 - Consumo diário de água pelo tipo da edificação.....	51
Tabela 7 - Áreas de Influências e Cargas Atuantes dos Pilares.....	52
Tabela 8 - Áreas das seções dos pilares.	55
Tabela 9 - Quantidade de estacas.	57
Tabela 10 - Cargas atuantes para estacas pré-moldadas de concreto.	152
Tabela 11- Orçamento para estacas pré-moldadas de concreto.....	154

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	16
2. OBJETIVOS.....	17
2.1. OBJETIVO GERAL	17
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1. CONTEXTO HISTÓRICO	18
3.1.1. CONTEXTO HISTÓRICO NO BRASIL.....	19
3.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS	19
3.2.1. STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	19
3.3. FUNDAÇÕES: CLASSIFICAÇÕES E APLICAÇÕES.....	22
3.3.1. FUNDAÇÕES RASAS	22
3.3.1.1. BLOCO	22
3.3.1.2. SAPATA	23
3.3.1.3. RADIER	24
3.3.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	25
3.3.2.1. TUBULÃO	25
3.3.2.2. ESTACA	27
3.3.2.2.1. ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO	28
3.3.2.2.2. ESTACA ESCAVADA	29
3.4. BLOCOS SOBRE ESTACAS	34
3.4.1 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES – BLOCOS RÍGIDOS (BLEVOT)	34
4. MATERIAIS E MÉTODOS	35
4.1. MATERIAIS.....	35
4.2. MÉTODOS	35
5. DIMENSIONAMENTO.....	35
5.1. NÚMERO DE ESTACAS POR PILAR	35
5.2. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS	36
5.2.1. CARGA ADMISSÍVEL.....	39
5.3. DISPOSIÇÃO DAS ESTACAS.....	39
6. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	45
6.1. CARACTERÍSTICA DO PROJETO.....	46
6.2. IDENTIFICAÇÃO DOS PILARES E AS CARGAS ATUANTES	49

6.2.3 Carga adicional do Reservatório de Água Superior	51
6.3. SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS PILARES.....	54
6.4. QUANTIDADE DE ESTACAS	56
6.5. COMPRIMENTO DAS ESTACAS.....	58
6.6. VOLUME DE CONCRETO DAS ESTACAS.....	58
6.7. ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS.....	59
6.8. ARMADURA DAS ESTACAS.....	59
6.9. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS	60
6.9.1. BLOCOS SOBRE UMA ESTACA E PILARES DE 20X20 CM	60
a) <i>Dimensões do bloco em planta</i>	62
b) <i>Altura do bloco</i>	63
c) <i>Armaduras</i>	63
d) <i>Detalhamento</i>	64
6.9.2. BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	64
6.9.2.1. Pilares 20x30	70
a) <i>Dimensões do bloco em planta</i>	70
b) <i>Altura do bloco</i>	71
c) <i>Verificação das bielas</i>	71
b.1) <i>Altura do bloco</i>	73
c.1) <i>Verificação das bielas</i>	74
d) <i>Armaduras</i>	74
e) <i>Detalhamento</i>	77
6.9.2.2. Pilares 20x35	78
a) <i>Verificação das bielas</i>	78
b) <i>Dimensões do bloco em planta</i>	79
c) <i>Altura do bloco</i>	80
a.1) <i>Verificação das bielas</i>	80
d) <i>Armaduras</i>	81
e) <i>Detalhamento</i>	84
6.9.2.3. Pilares 20x40	85
a) <i>Verificação das bielas</i>	85
b) <i>Dimensões do bloco em planta</i>	86
c) <i>Altura do bloco</i>	86
a.1) <i>Verificação das bielas</i>	87

d) Armaduras	87
e) Detalhamento.....	90
6.9.3. BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS.	91
6.9.3.1. Pilares 20x45	97
a) Verificação das bielas	98
b) Altura do bloco	98
a.1) Verificação das bielas	99
c) Armaduras.....	100
d) Detalhamento.....	103
6.9.3.2. Pilares 20x50	104
a) Verificação das bielas	104
b) Altura do bloco	105
a.1) Verificação das bielas	105
c) Armaduras.....	106
d) Detalhamento.....	109
6.9.3.3. Pilares 20x55	110
a) Redimensionamento dos pilares	110
b) Altura do bloco	110
c) Verificação das bielas	111
d) Armaduras	112
e) Detalhamento.....	115
6.9.3.4. Pilares 20x60	115
a) Redimensionamento dos pilares	116
b) Altura do bloco	116
c) Verificação das bielas	117
d) Armaduras	117
e) Detalhamento.....	121
6.9.4. BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS.	121
6.9.4.1. Pilares 20x65	125
a) Redimensionamento dos pilares	125
b) Altura do bloco	125
c) Verificação das bielas	126
d) Armaduras	127
e) Detalhamento.....	129
6.9.4.2. Pilares 20x70	130

a) Redimensionamento do pilar	130
b) Altura do bloco	130
c) Verificação das bielas	131
d) Armaduras	132
e) Detalhamento.....	134
6.9.4.3. Pilares 20x75	134
a) Redimensionamento dos pilares	135
b) Altura do bloco	135
c) Verificação das bielas	136
d) Armaduras	136
e) Detalhamento.....	139
6.9.4.4. Pilares 20x80	139
a) Redimensionamento dos pilares	139
b) Altura do bloco	140
c) Verificação das bielas	141
d) Armaduras	141
e) Detalhamento.....	144
6.9.5. BLOCOS SOBRE CINCO ESTACAS.	144
6.9.5.1. Pilares 20x100	146
a) Redimensionamento dos pilares	146
b) Altura do bloco	147
c) Verificação das bielas	147
d) Armaduras	148
e) Detalhamento.....	151
6.10. ORÇAMENTO.....	151
6.11. COMPARAÇÃO COM ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ..	151
6.11.1. DIVERGÊNCIAS	152
7. CONCLUSÃO	156
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	156
Apêndice A – Tabela de Cálculo do Comprimento da Estaca.....	159
Apêndice B – Dimensões dos pilares e quantidades de estacas por pilar	160
Apêndice C – Detalhamento – Blocos sobre uma estaca e Pilares 20x20 cm.	161
Apêndice D – Detalhamento – Blocos sobre duas estacas e Pilares 20x30 cm, redimensionado para 20x45cm.	163

Apêndice E – Detalhamento – Blocos sobre duas estacas e Pilares 20x35 cm, redimensionado para 20x50cm.	165
Apêndice F – Detalhamento – Blocos sobre duas estacas e Pilares 20x40 cm, redimensionado para 20x60cm.	167
Apêndice G – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x45 cm, redimensionado para 20x55 cm.	169
Apêndice H – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x50 cm, redimensionado para 20x60 cm.	172
Apêndice I – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x55 cm, redimensionado para 20x70 cm.	175
Apêndice J – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x60 cm, redimensionado para 20x75 cm.	178
Apêndice K – Detalhamento – Blocos sobre quatro estacas e Pilares 20x65 cm, permanecido como 20x65 cm.	181
Apêndice L – Detalhamento – Blocos sobre quatro estacas e Pilares 20x70 cm, permanecido como 20x70 cm.	184
Apêndice M – Detalhamento – Blocos sobre quatro estacas e Pilares 20x75 cm, permanecido como 20x75 cm.	187
Apêndice N – Detalhamento – Blocos sobre quatro estacas e Pilares 20x80 cm, permanecido como 20x80 cm.	190
Apêndice O – Detalhamento – Blocos sobre cinco estacas e Pilares 20x100 cm, permanecido como 20x100 cm.	193
Apêndice P – Disposição final dos pilares e blocos sobre estacas.	196
Apêndice Q – Orçamento do projeto de fundação em estacas escavadas. ...	197
Anexo A – Sondagem do terreno	203
Anexo B – Parâmetros para dimensionamento	204
Anexo C – Área da seção de barras por metro de largura	205
Anexo D – Classes de agressividade ambiental e cobertura nominal	206
Anexo E – Comprimento da ancoragem básico – situação de boa aderência	207
Anexo F – Detalhamento dos ganchos de armaduras	208
Anexo G – Detalhamento de estribos.....	209
Anexo H – Comprimento de Ancoragem – CA-50.....	210

1. INTRODUÇÃO

O trabalho proposto se refere ao desenvolvimento de um projeto de fundação, para um edifício de 12 pavimentos com uso residencial, na cidade de Catanduva (SP).

A metodologia de cálculo a ser utilizada está fundamentada na aplicação de métodos de dimensionamento semiempíricos, baseados em resultados do ensaio à percussão SPT (Standard Penetration Test).

O termo fundação é aplicado para a estrutura que transmite ao terreno subjacente seu próprio peso, o peso da superestrutura e qualquer outra força que venha a atuar, solicitando-a (SOUZA, 2001).

A estrutura de fundação é responsável por transferir todas as cargas provenientes da edificação (superestrutura), por este motivo é classificada como elemento de transição entre a estrutura e o solo (ALONSO, 2019).

Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) definem que uma fundação é o resultado da necessidade de transferência das cargas ao solo pela construção de uma estrutura. Seu desempenho, em longo prazo, pode ser afetado por diversos fatores, começando por aqueles resultantes do projeto, que abrange o conhecimento do solo, passando pelos métodos construtivos e finalizando por efeitos de acontecimentos pós-implantação, incluindo sua possível degradação.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), para qualquer tipo de construção deve ser feita uma investigação geotécnica preliminar, no mínimo desenvolvida por meio de sondagens a percussão (como a SPT), objetivando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medição do índice de resistência à penetração (NSPT).

As fundações são convencionalmente divididas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou “diretas”, ou rasas) e fundações profundas (VELLOSO e LOPES, 2011).

O dimensionamento estrutural dos blocos de coroamento e o das cintas estará em consonância com o prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014).

No estudo será desenvolvido um projeto completo de fundação, para um edifício com estrutura de concreto de 12 pavimentos baseado no relatório de sondagens SPT do terreno. E, na sequência será feita a comparação de custos com o projeto de fundações em estacas pré-moldadas de concreto, para o mesmo edifício.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo principal deste trabalho é a elaboração do projeto completo de fundação em estacas escavadas para um edifício de 12 pavimentos no município de Catanduva, São Paulo.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Revisar a bibliografia referente ao tipo de fundação a ser projetada;
- Coletar os dados do projeto;
- Coletar os dados geotécnicos e de resistência do solo;
- Determinar o comprimento das estacas utilizando o Método Semi-empírico de Aoki-Velloso;
- Dimensionar os blocos sobre estacas utilizando o Método das Bielas de Blevot;
- Comparar os custos com projeto de fundações em estacas pré-moldadas de concreto para o mesmo edifício (realizado por Arounian em seu Trabalho de Conclusão de Curso);

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. CONTEXTO HISTÓRICO

A história da engenharia civil acompanha a vontade do homem em adequar o ambiente às suas necessidades. Na Pré-história, o homem se abrigava em cavernas, dependendo da própria natureza. No momento em que o nomadismo é substituído pelo sedentarismo, surge a preocupação com a estabilidade das habitações.

Os insucessos eram constantes, uma vez que o solo recebia construções cada vez mais pesadas. Obras elaboradas, como castelos, templos e palácios, eram assentadas em fundações preparadas com misturas de solos e restos de outras estruturas, proveitosamente compactadas. Dessa forma, sucessivas construções eram realizadas sobre outras, dispostas de acordo com suas idades. No século XVII A.C., surge o primeiro código de construção conhecido, o Código de Hamurabi, rei da Babilônia, prevendo penalidades aos construtores cujas obras fracassassem.

Na Idade Clássica, a cultura ocidental experimentou um grande desenvolvimento promovido pelos gregos, e posteriormente pelos romanos. Os gregos caracterizaram suas construções com pórticos e colunas, mas esses tipos construtivos concentravam as cargas nas fundações, passando a serem realizadas por meio de blocos sobrepostos e grampeados. Além disso, os gregos promoviam a melhoria do solo ao misturar cinzas de carvão, calcário e pedregulho e posterior compactação, em alguns casos havia a utilização de estacas de madeira.

Ainda na Idade Clássica, os romanos praticaram a construção em arcos, permitindo obras de maiores dimensões. Outra utilização merece destaque, o precursor do concreto, consistindo na mistura de cinzas vulcânicas, tijolos e pedras. O legado romano pode ser verificado na obra de Marco Vitrúvio Pollio, que contém considerações em respeito às fundações (dimensões, profundidades de assentamento, resistência do solo e distribuição das cargas transmitidas), além de reconhecer a existência de atrito nas areias, utilizar ensecadeiras para executar fundações subaquáticas, e ser o precursor de técnicas de compactação de solo.

Na Idade Média poucos foram os avanços, entre os mais relevantes está a execução de fundações subaquáticas com o bombeamento das ensecadeiras, e a invenção do bate-estaca, por Francesco Di Giorgio.

Com o Renascimento, na Idade Moderna, grandes desenvolvimentos científicos foram realizados, e são diversos autores que contribuíram para tal. Charles Augustin Coulomb foi importante para a Mecânica dos Solos, empregando leis de atrito e coesão, originou a equação de Mohr-Coulomb, aplicada até a atualidade para cálculos de empuxos de terra.

E o trabalho que Karl Terzaghi realizou na Idade Contemporânea, como o comportamento dos solos, adensamento e consolidação da argila, e ruptura por “*piping*”, o consolidou como pai da Mecânica dos Solos. Ele também promoveu a primeira conferência da “*International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*” (ISSMFE), onde diversos trabalhos foram publicados, contribuindo para envolver diversos tópicos.

3.1.1. CONTEXTO HISTÓRICO NO BRASIL

As primeiras escolas de ensino superior foram fundadas com a chegada da família real portuguesa, em 1808. Para o século XIX, o interesse pelos estudos geológicos foi aumentado devido à construção de estradas de ferro e outras obras relacionadas com a mineração.

No século XX, surgem os primeiros edifícios de grande porte de concreto armado, que já se apoiavam em sapatas ou blocos de concreto, ou mesmo em fundações profundas como estacas de madeira e concreto. E esse século também marca o surgimento da pesquisa tecnológica, com a criação do Laboratório de Ensaio de Materiais, que posteriormente se transformaria no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT).

Entre as atividades realizadas pelo IPT, existiam dois campos de atuação, o estudo das fundações e o de construção de estradas. Para as fundações, o objetivo era desenvolver métodos de prospecção do solo, e para as estradas, era o de desenvolver métodos de dimensionamento de pavimentos baseados na Mecânica dos Solos.

Na década de 1940, com a publicação de Terzaghi, o “*Soil Mechanics in Engineering Practice*”, chega ao Brasil um novo método de prospecção geotécnica conhecido como *Standart Penetration Test* (SPT), que é utilizado até a atualidade. Desse momento em diante, a contribuição de diversos autores, como a melhoria dos solos, desenvolvimento de métodos de dimensionamento e técnicas construtivas, resultou no atual cenário da engenharia geotécnica.

3.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Os estudos geotécnicos têm a finalidade de definir as características do subsolo, como a profundidade do nível d’água, existência de rochas, extensão e espessura dos horizontes dos solos e suas particularidades, como a compressibilidade, resistência, permeabilidade, compacidade e a consistência.

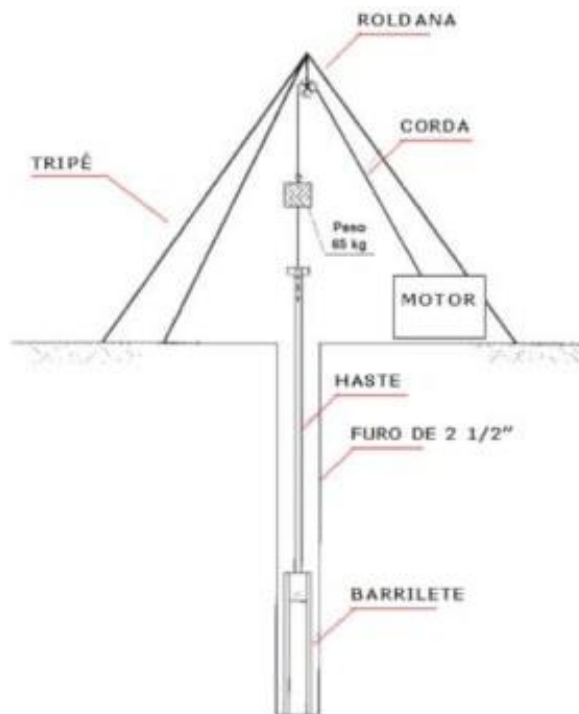
Alguns ensaios possibilitam a determinação dessas características, o mais empregado no Brasil é o *Standard Penetration Test* (SPT), mas quando há a necessidade de maiores informações, podem-se realizar outros ensaios para a complementação.

3.2.1. STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

As normas NBR 8036 (ABNT, 1983) e NBR 6484 (ABNT, 2020) são boas consultas para o ensaio SPT, a sua execução consiste na queda livre de

um peso de 65 kg a uma altura de 75 cm, cravando o amostrador padrão no solo. O número de golpes necessários para cravar 45 cm do amostrador a cada 15 cm, é anotado, onde a resistência do solo (N) é dada com o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais, dessa forma os 15 cm iniciais são anotados, mas desprezados nos resultados finais.

Figura 1 - Esquema dos equipamentos utilizados no ensaio SPT.



Fonte: Empresa Júnior de Engenharia e Arquitetura da USP São Carlos (2022).

A NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda que as posições das sondagens sejam relacionadas com a projeção da planta do empreendimento, e que o número mínimo de sondagens deve ser:

- Uma sondagem a cada 200 m², para áreas de até 1200 m²;
- Uma sondagem adicional a cada 400 m² que excederem de 1200 m², para áreas de 1200 até 2400 m²;
- Para áreas maiores que 2400 m², o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção;
- Nos casos em que não houver disposição em planta, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100 m, com um mínimo de três sondagens.

No caso de áreas pequenas:

- Duas sondagens para áreas de até 200 m²;
- Três sondagens para áreas de 200 a 400 m²;

O ensaio também permite a localização do nível d'água e o tipo de solo. A cada metro perfurado, são coletadas amostras que indicarão a compacidade

e a consistência do solo. A Tabela 1 permite a visualização dos estados dessas características.

Tabela 1 - Estado de compacidade e consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração <i>N</i>	Designação (a)
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)
(a) As expressões empregadas para a designação da compacidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidos com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.		

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2020).

De acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020), o critério de paralisação das sondagens é de responsabilidade do contratante ou de seu preposto, devendo ser definido de acordo com as necessidades do projeto. Na ausência do fornecimento de tais informações, as sondagens devem avançar até que um dos seguintes critérios ocorra:

- Avanço na sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 10 m de resultados consecutivos indicando *N* iguais ou superiores a 25 golpes;
- Avanço na sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 8 m de resultados consecutivos indicando *N* iguais ou superiores a 30 golpes;
- Avanço na sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 6 m de resultados consecutivos indicando *N* iguais ou superiores a 35 golpes;

3.3. FUNDAÇÕES: CLASSIFICAÇÕES E APLICAÇÕES

Os dois critérios utilizados para definir a fundação que será adotada em determinado projeto são: a viabilidade técnica e a econômica. Dessa forma, a escolha do tipo de fundação é resolvida através da eliminação, comparando os custos e as técnicas, sendo escolhido a que apresenta melhor custo benefício.

Lembrando as fundações, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), podem ser classificadas em dois grupos: as fundações rasas e as profundas. E tais grupos estão apresentados a seguir.

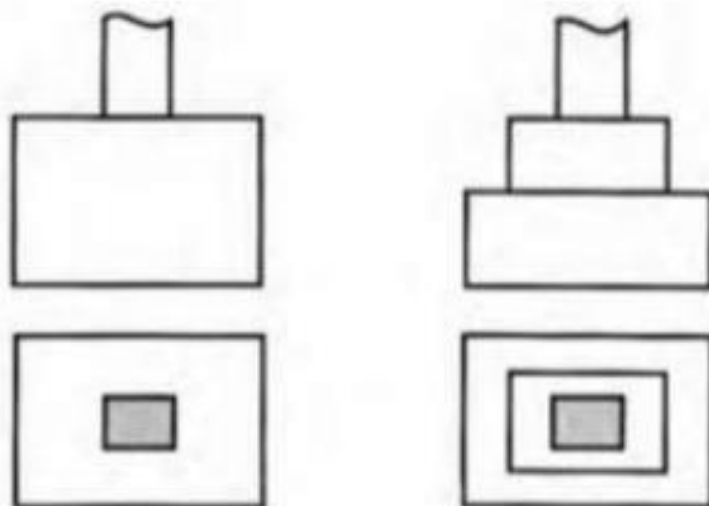
3.3.1. FUNDAÇÕES RASAS

As fundações rasas (direta ou superficial) recebem essa denominação por se apoiarem em pequenas profundidades. A NBR 6122 (ABNT, 2019) as define como: fundações que possuem base assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; e caso a profundidade não for constante em todo o perímetro da fundação, deve-se adotar a menor profundidade. São exemplos desse tipo de fundação: blocos, sapatas e radiers.

3.3.1.1. BLOCO

O bloco é uma fundação de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura. (ABNT, 2019). Alguns formatos usuais, pedestal (esquerda) e escalonado (direita), apresentados na Figura 2:

Figura 2 - Blocos de fundação.

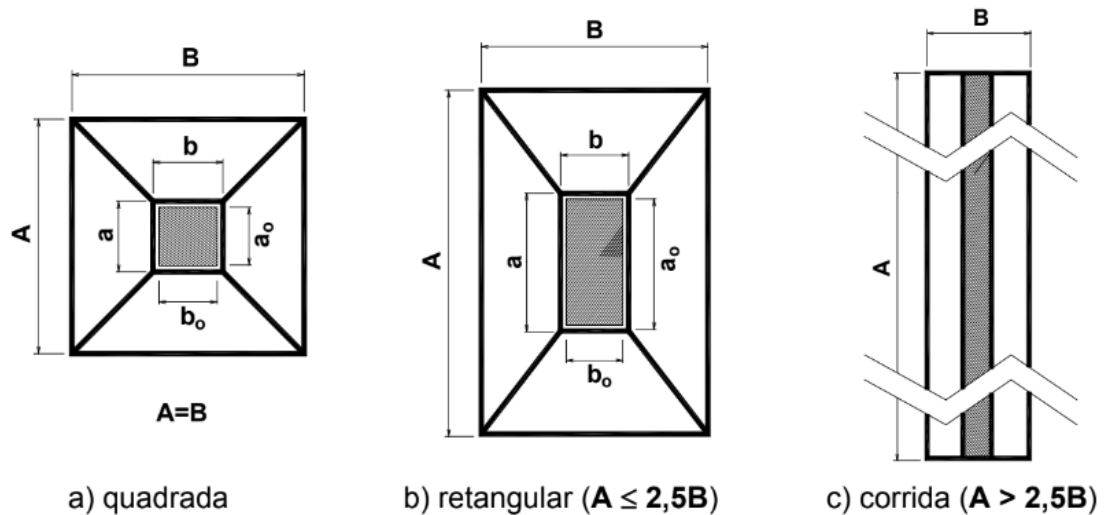


Fonte: Velloso e Lopes (2010). Adaptado pelo autor.

3.3.1.2. SAPATA

A sapata é uma fundação de concreto armado, dimensionada de modo que as tensões de tração nela resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. Para as sapatas isoladas, as formas mais frequentes são: quadradas ($A=B$), retangulares ($A \leq 2,5B$) e corridas ($A > 2,5B$). (ABNT, 2019; SOUZA, 2022)

Figura 3 - Sapatas Isoladas.

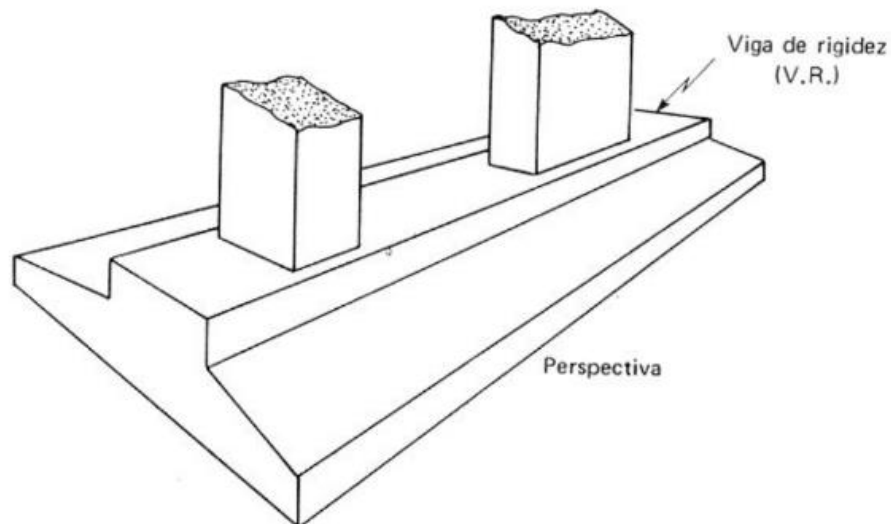


Fonte: Souza (2022).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) considera a sapata corrida como: “sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura.”

Além dessas, estão as sapatas associadas, as quais são empregadas nos casos em que não é possível projetar sapatas isoladas para cada pilar, devido à proximidade de outros pilares. Portanto, são sapatas comuns a dois ou mais pilares, e quando não alinhados e desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura. (ABNT, 2019; SOUZA 2022).

Figura 4 - Sapata Associada.



Fonte: Souza (2022).

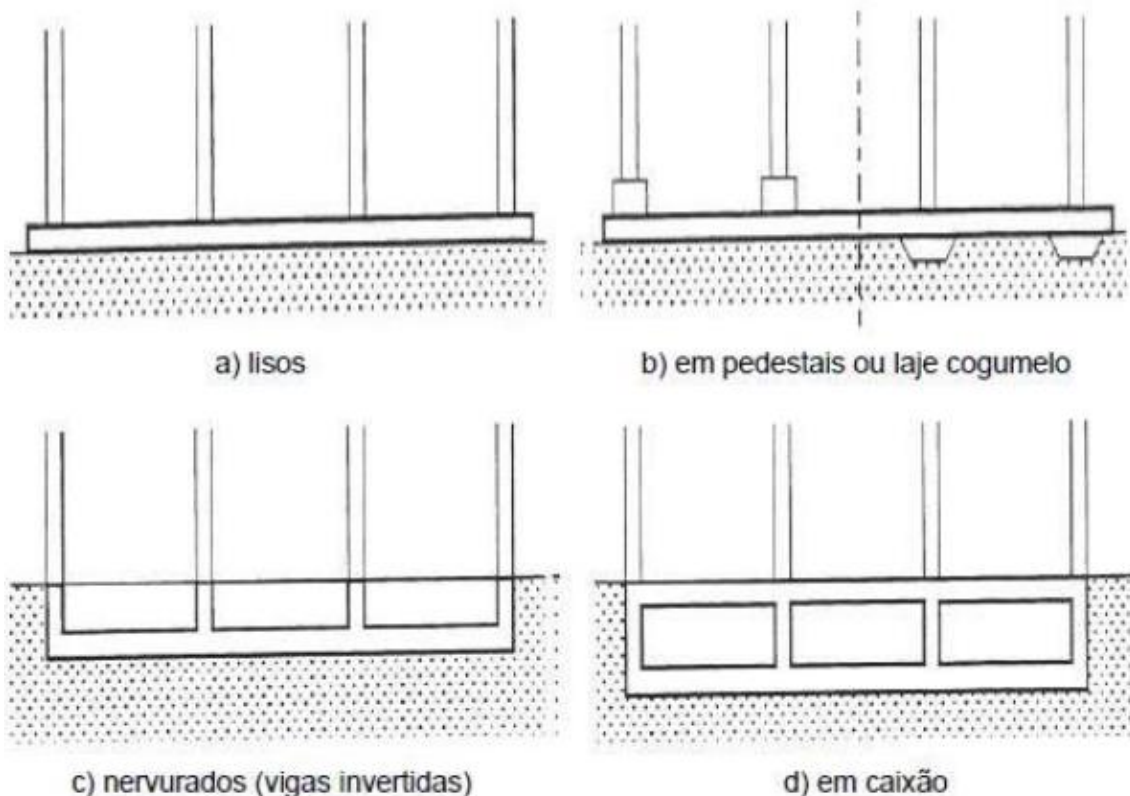
3.3.1.3. **RADIER**

O *radier* é um elemento de fundação dotado de rigidez e que recebe e distribui mais de que 70 % das cargas da estrutura. É utilizado quando as sapatas se encontram próximas ou se sobrepõem, ou mesmo quando há pretensão de evitar recalques diferenciais.

Segundo Velloso e Lopes (2010), quanto ao sistema estrutural ou à forma, os *radiers* podem ser projetados em quatro tipos principais:

- a) *Radiers* lisos;
- b) *Radiers* em pedestais ou cogumelos;
- c) *Radiers* nervurados;
- d) *Radiers* em caixão;

Figura 5 - Tipos de *Radiers*.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

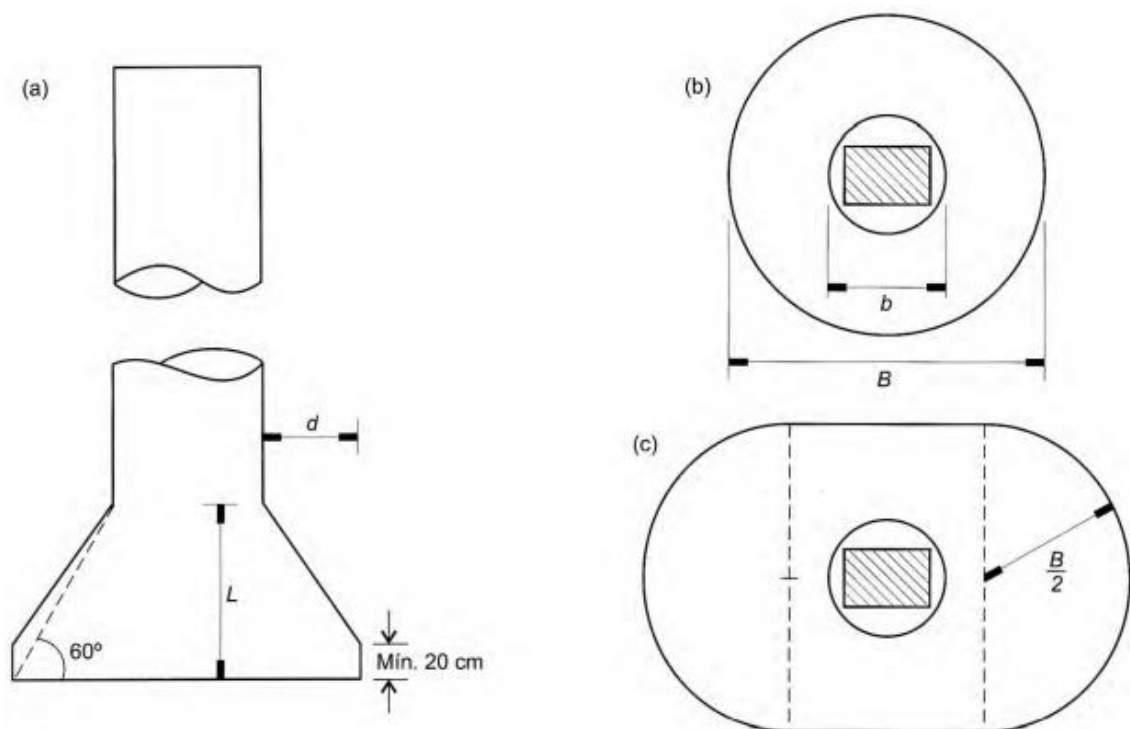
3.3.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas incluem as estacas e os tubulões, transmitem as cargas ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m, quando não for atingido o limite de oito vezes, a sua denominação é justificada. (ABNT, 2019).

3.3.2.1. TUBULÃO

O tubulão é um elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, podendo ter a base alargada e acabada em formato circular ou elíptico. As cargas são resistidas em sua maioria, pela base e, além disso, necessita da descida de algum operário em seu interior em ao menos uma etapa de sua execução (limpeza do fundo da escavação ou o alargamento da base), sendo essa a principal diferença com as estacas.

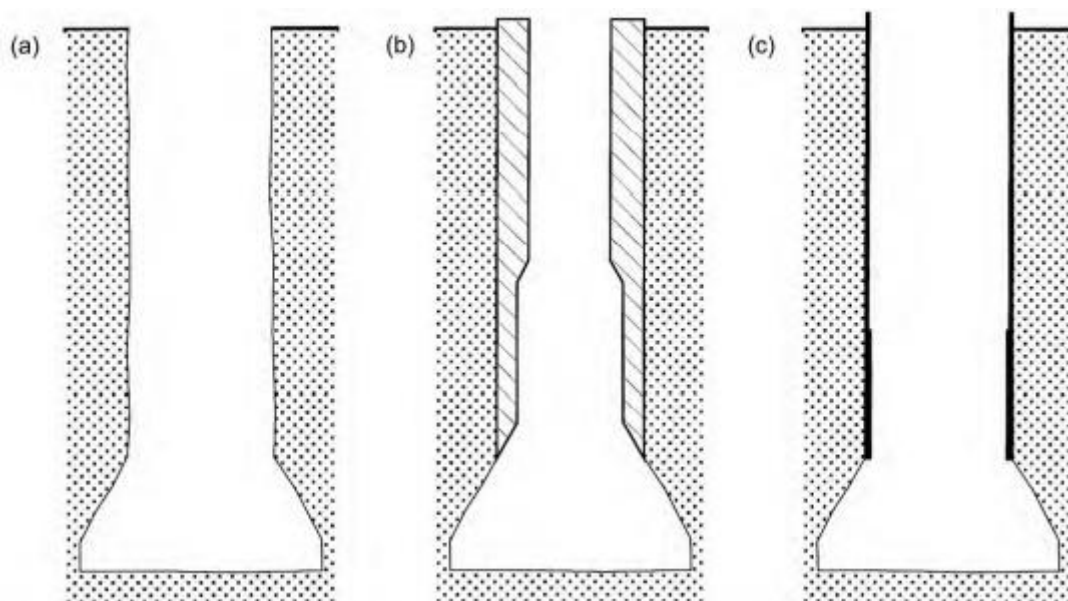
Figura 6 - Tubulões: a) em perfil, sem e com alargamento de base: b) circular, c) "falsa elipse".



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Para executar o tubulão pode ser necessário ou não o uso de revestimento, dessa forma a Figura 7 ilustra a separação dos tubulões quanto ao revestimento: a) tubulões sem revestimento; b) tubulões com revestimento (“camisa”) de concreto; c) tubulões com revestimento metálico. (VELLOSO; LOPES, 2010)

Figura 7 - Tubulões quanto ao uso de revestimento.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A concretagem pode ser realizada de duas maneiras:

- i) Concretagem a seco (concreto lançado da superfície do terreno);
- ii) Concretagem embaixo d'água (auxílio de uma tromba ou tremonha);

Para manter a água fora do interior do tubulão durante a sua execução, pode-se utilizar o ar comprimido. Dessa forma, quanto ao uso de ar comprimido, os tubulões podem ser separados em:

- a) Tubulões a céu aberto (sem ar comprimido);
- b) Tubulões a ar comprimido (tubulão pneumático).

A execução dos tubulões a céu aberto é feita acima do lençol d'água ou abaixo em casos especiais (solo predominantemente argiloso, em que o fluxo de água é muito pequeno e não compromete nem o trabalho e nem a estabilidade da escavação). Quando na execução do tubulão atinge-se o lençol d'água, tem-se de revestir a escavação e utilizar ar comprimido, impedindo a entrada de água no interior do tubulão. (VELLOSO; LOPES, 2010).

3.3.2.2. ESTACA

A estaca é um elemento de fundação profunda que se diferencia do tubulão pela execução apenas por equipamentos ou ferramentas, sem a descida de operários em seu interior em nenhuma fase. As estacas podem ser classificadas por diferentes critérios. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Com relação ao material, as estacas são classificadas em:

- i) madeira;
- ii) concreto;
- iii) aço;
- iv) mistas.

De acordo com o processo executivo, as estacas são classificadas de acordo com seu efeito no solo (ou tipo de deslocamento) que provocam ao serem executadas:

- a) “de deslocamento”, em geral estão as estacas cravadas, uma vez que o solo no espaço que a estaca ocupará é deslocada (horizontalmente);
- b) “de substituição”, em geral estão as estacas escavadas, uma vez que o espaço que a estaca ocupará é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas;
- c) “sem deslocamento”, casos de estacas escavadas, onde o deslocamento de solo é praticamente inexistente e/ou, na concretagem, onde são realizadas medidas para restabelecer as tensões geostáticas (mesmo que parcialmente).

Tabela 2 - Tipos de estacas de acordo com o tipo de execução.

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raiz
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

E ainda há a classificação de Terzaghi e Peck (1967), na qual as estacas são agrupadas nos seguintes tipos:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis: a maior parte da carga é transferida por atrito lateral. O processo de cravação dessas estacas, próxima entre si, em grupos, reduz a porosidade e a compressibilidade do solo dentro e em torno do grupo. Consequentemente, as estacas desta categoria são, algumas vezes, chamadas estacas de compactação.
- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade: também transferem ao solo as cargas que lhes são aplicadas pelo atrito lateral, porém não produzem compactação apreciável do solo. As fundações com esse tipo de estacas são conhecidas como fundações em estacas flutuantes.
- Estacas de ponta: transferem as cargas a uma camada de solo resistente situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura.

3.3.2.2.1. ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO

A estaca pré-moldada de concreto é uma estaca de deslocamento, não necessitando da remoção do solo. Em solos granulares pouco compactados, a cravação ocasiona a redução do índice de vazios, compactando o solo e resultando em maiores suportes de cargas e menores recalques. Mas solos já

compactados, a cravação resulta no deslocamento do solo, ao invés da compactação, resultando em vibrações, podendo afetar as estruturas próximas.

Elas são produzidas pela indústria e são transportadas até o local da obra, onde são cravadas no solo com equipamento de bate estacas.

Entre as vantagens de se utilizar estacas pré-moldadas de concreto, podemos citar:

- Boa capacidade de carga;
- Grande resistência a esforços de flexão e cisalhamento;
- Controle da qualidade do concreto, visto que é realizada pela indústria e vistoriada por laboratórios.

E entre as desvantagens estão:

- Alto peso próprio, limitando as suas dimensões e dificultando o transporte.
- Emendas de difícil realização.
- Ocasiona vibrações, podendo afetar as estruturas ao redor.
- Dificuldade de execução em solos com matacões ou camadas de pedregulhos.

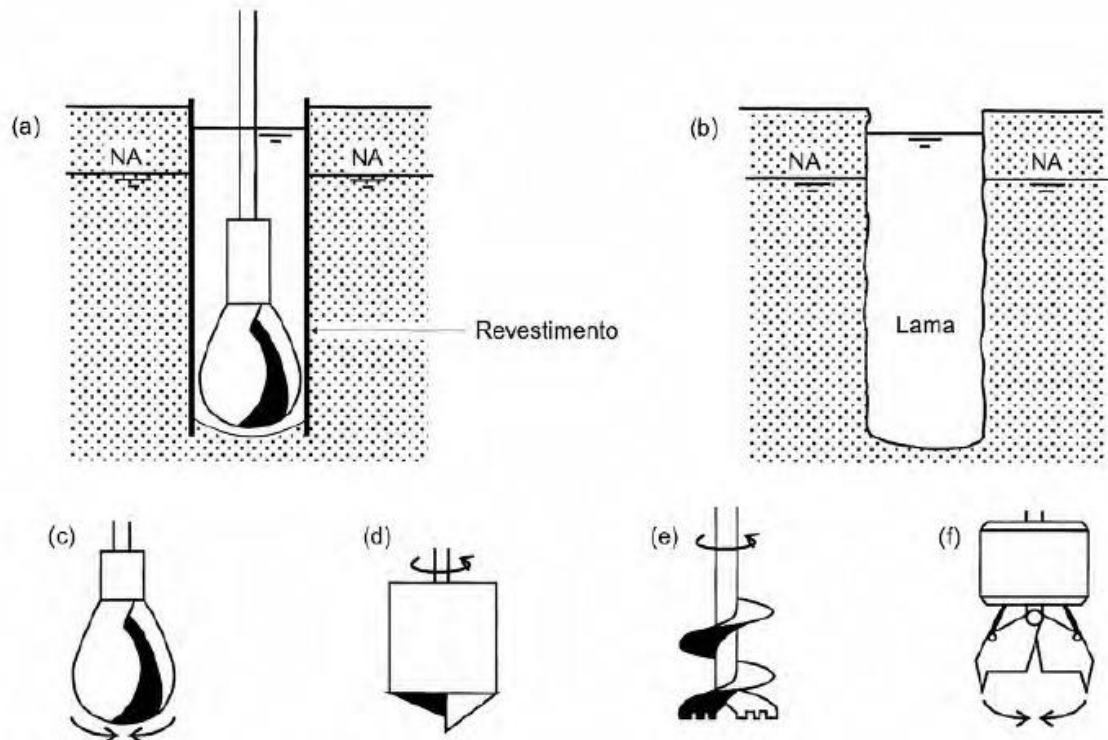
3.3.2.2.2. ESTACA ESCAVADA

É assim denominada a estaca executada por uma perfuração ou escavação no terreno, retirando-se o material, e em seguida é preenchida de concreto. Ela pode possuir a base alargada, executada com ferramenta especial, mas não usual no Brasil. (Velloso & Lopes, 2010).

As escavações devem possuir paredes suportadas, o suporte pode ser provido de revestimento (recuperável ou perdido) ou de fluido estabilizante. A perfuração não suportada é admitida em terrenos argilosos, acima do nível da água, natural ou rebaixado.

A Figura 8 ilustra alguns tipos de revestimento para as paredes e ferramentas de escavação para a estaca escavada.

Figura 8 - Ferramentas de escavação para estaca escavada.



Fonte: Velloso & Lopes (2010).

Sendo que:

- A imagem (a) ilustra uma escavação revestida de camisa metálica.
- A imagem (b) ilustra uma escavação suportada por fluido estabilizante (lama).
- As imagens (c), (d), (e) e (f) ilustram ferramentas de escavação em solo. (c) é a clamshell esférico, (d) é o “balde”, (e) é o trado helicoidal e (f) é o clamshell de diafragmadora.

Entre as vantagens de se utilizar esse tipo de estaca estão:

- Possibilidade de execução em zonas urbanas, pois não produzem perturbações na vizinhança em decorrência de levantamento do solo ou vibrações durante a instalação;
- Cargas admissíveis elevadas (acima de 10.000kN);
- Adaptação fácil às variações de terreno.

Já entre as desvantagens, podemos mencionar:

- Diversos equipamentos necessários (perfuratriz, guindaste auxiliar, central de lama, etc.);
- Canteiro de obras mais difícil de manter;
- Mobilização de grandes volumes de concreto para utilização em curto intervalo de tempo.

3.3.2.2.1. LAMA DE BENTONITA

Sobre as características sobre a bentonita, ela é uma argila composta por minerais do grupo da montmorilonita, sendo que a maioria dos depósitos é considerada como tendo sido formada pela alteração das partículas vítreas da cinza vulcânica ácida. Apresentam um brilho semelhante ao de ceras ou pérolas e por tato untuoso, podendo ter diversos graus de inchamento pela absorção de água (metabentonitas). No Brasil, o termo “bentonita” tem sido utilizado de modo vago, pois misturas de argilas cauliníticas, montmoriloníticas e ilíticas não são, necessariamente, bentonitas. (Santos, 1975).

Ao se colocar a bentonita na água, a montmorilonita sódica experimenta uma expansão intracristalina, essa, continua com uma rápida absorção de água (expansão osmótica). Essa expansão é o resultado de forças repulsivas que são criadas entre superfícies de partículas, que fazem com que elas se afastem umas das outras. A repulsão decorrer da interação das camadas difusas elétricas duplas que se desenvolvem na presença da água. A camada difusa dupla é associada à distribuição de cátions permutáveis na superfície. Na presença da água os cátions tendem a difundir-se a partir da superfície, porém eles são eletrostaticamente atraídos para a malha carregada. Isso resulta na concentração de cátions que decresce à medida que a distância da superfície. Com a montmorilonita sódica, as forças repulsivas são tão fortes que os cristais de argila se partem, de forma que um grande número de camadas unitárias fica separado umas das outras. Como consequência, forma-se uma suspensão de partículas lamelares com uma carga negativa na superfície (face), uma carga positiva na aresta, envoltas em nuvens de cátions. (Fleming & Sliwinski, 1977).

Em suspensão, as partículas orientadas com as faces negativas em associação com as arestas positivas formando uma estrutura tridimensional de “castelo de cartas”, formando-se um gel. Essas ligações aresta/face são relativamente fracas; quando o gel é afitado, as ligações são destruídas e o sistema torna-se mais fluido. Quando a suspensão está em repouso, as ligações são refeitas e o gel se forma. Esse fenômeno é chamado de tixotropia, e esse gel se comporta como corpos de Bingham e são caracterizados por uma de escoamento de Bingham que é uma medida do número e resistência das ligações na estrutura “castelo de cartas”. Se a suspensão de bentonita for colocada sobre um filtro, forma-se uma película impermeável (cake) de partículas de bentonita hidratada, que constitui uma barreira à perda de água através do meio filtrante. Essas são as propriedades essenciais que possibilitam o emprego da bentonita na estabilização de perfurações durante sua escavação e a mantem assim até a concretagem que formará a estaca. (Fleming & Sliwinski, 1977).

A experiência revela que as paredes de uma perfuração em solo, com seção transversal circular ou retangular, permanecem estáveis quando a perfuração está preenchida com lama de bentonita, desde que o nível da lama fique em torno de 1,5 ou 2 m acima do nível do lençol freático. Na prática, essa diferença de nível pode ser obtida com a utilização de revestimento ou camisa-

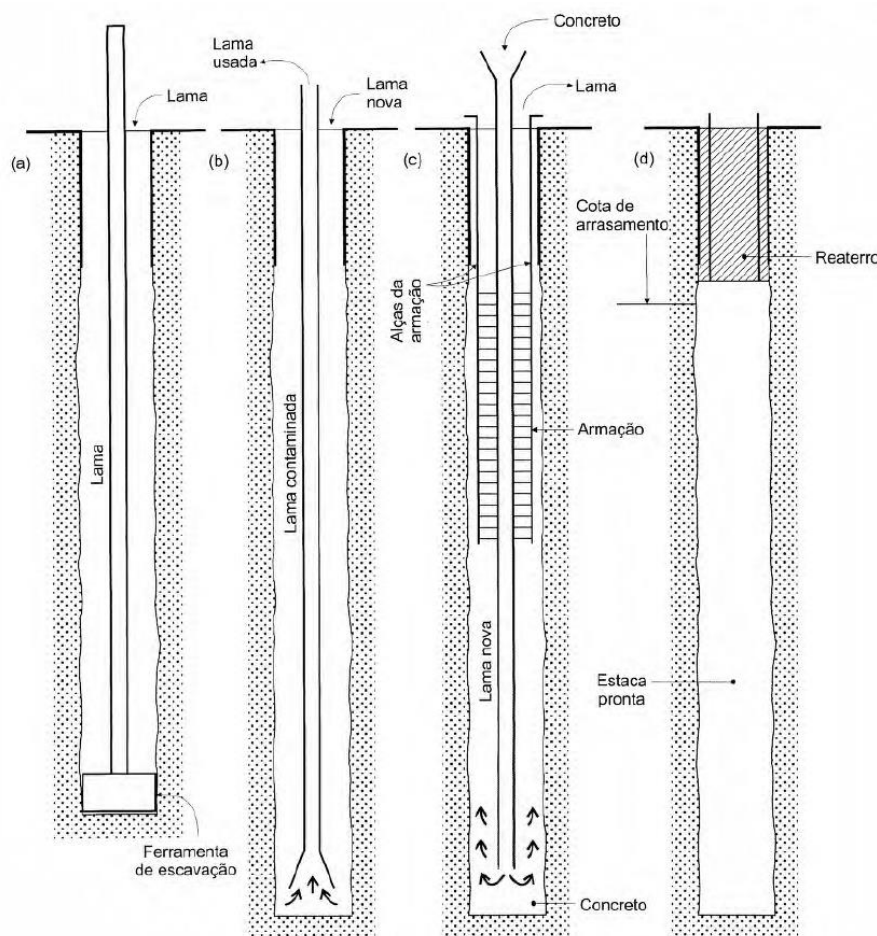
guia de altura adequada ou o emprego do rebaixamento do lençol d'água. (Velloso & Lopes, 2010).

As limitações práticas da utilização da lama de bentonita como estabilizante em perfurações são:

1. Camadas muito permeáveis que permitem a perda da suspensão de bentonita (geralmente, solos com permeabilidade de até 10^{-3} m/s podem ser estabilizados com suspensões de bentonita de concentração de até 6% em peso).
2. Camadas muito fracas, como argilas muito moles, com coesão menor que 10 kPa (argilas muito moles podem apresentar problemas na contenção do concreto fresco, sendo por vezes necessário o uso de revestimento, mesmo que as condições da escavação tenham sido satisfatórias).
3. Cavidades que podem ocasionar perdas repentinas ou excessivas da suspensão de bentonina.
4. Água artesianas.

A Figura 9 ilustra a execução da estaca escavada com lama de bentonita.

Figura 9 - Execução de estaca escavada com lama de bentonita.



Fonte: Velloso & Lopes (2010).

3.3.2.2.2. CONCRETAGEM

Em relação à concretagem, existem diversas variantes. Pela importância na técnica das fundações no Brasil, dá-se ênfase às estacas escavadas que utilizam lama tixotrópica (lama bentonítica) para suportar as paredes da perfuração. Essa técnica surgiu em torno de 1952 e as estacas podem ser executadas nas mais diversas condições de terreno, com comprimentos que ultrapassam 50m e seção transversal circular (de até 2,50m de diâmetro) ou retangular (estacas-diafragma ou *barrettes*). (Velloso & Lopes, 2010).

A concretagem das estacas escavadas com fluido estabilizante é sempre submersa, geralmente, utilizando-se o processo da “tremonha”. A tremonha consiste em um tubo constituído por elementos emendados por rosca, com um funil na extremidade superior. Esse tubo é mergulhado no fluido, tocando o fundo da escavação. Para evitar que o fluido que está no interior do tubo se misture com o concreto, é colocado uma bola plástica que funciona como êmbolo, expulsando o fluido pela ação do peso do concreto. Para que a bola possa sair pela extremidade inferior do tubo, no início da concretagem o tudo é levantado o suficiente para permitir a passagem da bola. Algumas tremonhas que são fechadas por uma tampa articulada, nesse caso, elas descem vazias; depois de cheias, a tampa é aberta para permitir a saída do concreto. (Velloso & Lopes, 2010).

O concreto é lançado continuamente, não permitindo interrupções maiores do que as estritamente necessárias para as manobras do caminhão-betoneira (quando não foi usado concreto bombeado), encurtamento da tremonha e outras que não durem mais de 20 a 30 minutos. Interrupções mais demoradas podem ocasionar às chamadas “juntas-frias”, capazes de prejudicar a continuidade do fuste da estaca. (Velloso & Lopes, 2010).

A concretagem deve ser levada até cerca de uma vez o diâmetro da estaca acima da cota de arrasamento prevista ou, no mínimo, 50 cm, pois o concreto na parte superior, em contato com a bentonita, apresenta baixa resistência e, por isso, deve ser completamente removido quando do preparo da cabeça da estaca. E ainda, a armadura da estaca ao bloco de coroamento deve ser incorporada. (Velloso & Lopes, 2010).

Ao se concluir a concretagem, o trecho escavado e não concretado (do nível do terreno ao topo do concreto) deve ser reaterrado para evitar desmoronamentos, quedas de equipamentos ou pessoas. Após o reaterro, a camisa-guia é retirada e a estaca está concluída. (Velloso & Lopes, 2010).

A NBR 6122 recomenda que o concreto utilizada deve possuir no mínimo 20 MPa, com o consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³ e fator água/cimento $\leq 0,6$. Ele deve ser composto de cimento, areia, pedrisco e pedra 1, sendo facultativo o uso de aditivos. E ainda, o abatimento (*slump*) deve ser de 22 ± 3 cm, e ter a porcentagem mínima de 55% de argamassa (em massa).

3.4. BLOCOS SOBRE ESTACAS

Os blocos sobre estacas têm a função de distribuir as cargas dos pilares às estacas. O seu comportamento estrutural e dimensionamento depende de sua classificação quanto à rigidez, sendo classificados como flexíveis ou rígidos. Nesse trabalho, serão utilizados blocos rígidos, por serem mais utilizados.

3.4.1 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES – BLOCOS RÍGIDOS (BLEVOT)

O bloco é considerado rígido se atender as seguintes inequações:

$$h > \left(\frac{a - a_p}{3} \right)$$

Inequação 1

$$h > \left(\frac{b - b_p}{3} \right)$$

Inequação 2

Nos quais:

- h: é a altura do bloco;
- a e b são as dimensões do bloco;
- a_p e b_p são as dimensões do pilar.

Nesse método, o bloco é considerado como se fosse uma treliça constituída por barras comprimidas e tracionadas.

As bielas são as barras comprimidas inclinadas (concreto), com uma das extremidades junto ao pilar e a outra junto às estacas. Os tirantes são as barras horizontais tracionadas (armaduras), próximas à face inferior do bloco.

Dessa forma, o método propõe a verificação de que a biela comprimida não seja esmagada, tanto na região da ligação do bloco com o pilar, como do bloco com a estaca. E também, calcula a área de armadura tracionada necessária.

A máxima tensão de compressão que a biela consegue resistir depende da quantidade de estacas e da geometria do bloco. A condição que permite usar essa teoria está relacionada à limitação que se deve ter em relação ao ângulo de inclinação das bielas comprimidas.

Além de permitir a ancoragem das barras longitudinais dos pilares, o bloco deve possuir altura suficiente para permitir a transmissão direta da carga, desde a base do pilar (no topo do bloco) até o topo das estacas (base do bloco), por meio das bielas comprimidas. Ensaios experimentais feitos por BLEVOT, MAUTONI, TAYLOR E CLARKE indicam que a inclinação da biela deve possuir entre 35 e 55 graus em relação à horizontal, alguns autores indicam outros intervalos relativamente próximos.

Como cada bloco possui suas próprias características (devido às dimensões dos pilares, estacas, e seus espaçamentos), cada caso será apresentado e discutido, posteriormente, conforme a necessidade.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. MATERIAIS

Para realizar este trabalho, foram utilizados os seguintes materiais:

- Notas de aulas da graduação, principalmente das disciplinas de Fundações, Mecânica dos Solos, Concreto Armado, Materiais de Construção Civil, Construção de Edifícios, e outras.
- Softwares, como o AutoCAD, Excel, Word e outros.
- Normas, livros e outros materiais presentes no item de Referências Bibliográficas.

4.2. MÉTODOS

Para o dimensionamento desse projeto de fundações, foram utilizadas a NBR 6122 (ABNT, 2019) – Projeto e execução de fundações; e a NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas em concreto. O método utilizado para determinar o comprimento das estacas foi o Método Semiempírico de Aoki e Velloso (1975). Outras obras da literatura também foram utilizadas e estão citadas no item de Referências Bibliográficas.

5. DIMENSIONAMENTO

5.1. NÚMERO DE ESTACAS POR PILAR

Para realizar o dimensionamento do projeto da fundação, é necessário determinar o número de estacas por pilar. Para isso, no caso de pilares isolados, podemos utilizar a Equação (1). Vale ressaltar, que a equação é válida quando o centro de carga do pilar (C.C.) é coincidente com o centro de gravidade do estaqueamento (C.G.) e, quando são utilizadas estacas do mesmo tipo e diâmetro em um mesmo bloco.

$$NE = \frac{P_i}{P_e}$$

Equação 1

Nos quais:

NE : é o número de estacas;

P_i : é a carga aplicada sobre o pilar (kN); e

P_e : é a carga máxima suportada por uma estaca (kN).

Uma observação importante é que sempre deve se considerar números inteiros para o número de estacas, adotando o número inteiro imediatamente superior no caso de números decimais.

5.2. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

A capacidade de carga das estacas é aquela que provoca a ruptura do solo ou do material da estaca, portanto ela é determinada entre o menor valor entre esses citados.

O Aoki e Velloso (1975) desenvolveram um método semiempírico para determinar a carga de ruptura de estacas, baseado em ensaios de penetração contínua (CPT) ou, quando não disponível, de valores de SPT. Assim, a carga de ruptura ou capacidade de carga, utilizando valores de SPT pode ser definida pela Equação (2).

$$Q_r = \sum_{i=1}^n Q_{s,r,i} + Q_{p,r}$$

Equação 2

Nos quais:

Q_r : é a carga de ruptura ou capacidade de carga;

$Q_{s,r,i}$: é a carga de atrito lateral na ruptura; e

$Q_{p,r}$: é a carga de ponta na ruptura.

A carga de atrito lateral ($Q_{s,r,i}$) pode ser obtida com a Equação (3).

$$Q_{s,r,i} = f_{máx,i} * A_{s,i}$$

Equação 3

Nos quais:

$f_{máx,i}$: é o atrito lateral unitário máximo na seção “i”; e

$A_{s,i}$: é a área da superfície lateral na seção “i” do fuste.

O atrito lateral unitário máximo na seção “i” ($f_{máx,i}$) pode ser obtido com a Equação (4).

$$f_{m\acute{a}x,i} = \frac{\alpha_i * K_i * N_{m\acute{e}d}}{F_2}$$

Equação 4

Nos quais:

α_i : é o coeficiente que relaciona o atrito lateral do cone com a resistência da ponta do cone (q_c) na camada de solo “i”;

K_i : é o fator que converte a resistência à penetração (N) do ensaio SPT em resistência de ponta de cone (q_c) na camada de solo “i”;

$N_{m\acute{e}d}$: é o valor médio de “N” do SPT na camada de solo “i”; e

F_2 : fator de carga lateral, dado em função do tipo de solo.

Os valores de α_i e K_i podem ser obtidos através da Tabela 3. E os valores de F_2 podem ser obtidos pela Tabela 4, que também contém valores de F_1 , que serão utilizados no cálculo da carga de ponta na ruptura ($Q_{p,r}$).

Tabela 3 - Relação entre tipos de terreno e os coeficientes α e K.

	Solo	K (kN/m ²)	α (%)
Areia	Pura	1000	1,4
	Siltosa	800	2,0
	Silto argilosa	700	2,4
	Argilosa	600	3,0
	Argilo siltosa	500	2,8
Silte	Puro	400	3,0
	Arenoso	650	2,2
	Areno argiloso	450	2,8
	Argiloso	230	3,4
	Argilo arenoso	250	3,0
Argila	Pura	200	6,0
	Arenosa	350	2,4
	Areno siltosa	300	2,8
	Siltosa	220	4,0
	Silto arenosa	330	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Tabela 4 – Relação entre tipos de estacas e os fatores F_1 e F_2 .

Tipo de Estaca		F_1	F_2
Franki		2,50	5,00
Aço		1,75	3,50
Concreto (pré-moldada)		$1+[D(\text{cm})/80]$	$2.F_1$
Escavada	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
	Grande diâmetro*	3,50	7,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975). *Valor proposto por Alonso (1980).

Já para a área da superfície lateral do fuste ($A_{s,i}$), podemos utilizar a Equação (5).

$$A_{s,i} = \pi * \phi * \Delta l_i$$

Equação 5

Nos quais:

π : é a Constante de Arquimedes (π);

ϕ : é o diâmetro da estaca; e

Δl_i : é a espessura da camada do solo “i”.

Dessa forma, contida acima podemos obter a carga de atrito lateral ($Q_{s,r,i}$). Já a carga de ponta na ruptura ($Q_{p,r}$), podemos utilizar a Equação (6).

$$Q_{p,r} = q_{p,r} * A_p$$

Equação 6

Nos quais:

$q_{p,r}$: é a reação de ponta; e

A_p : é a área da seção transversal da ponta da estaca.

A reação de ponta pode ser obtida com a Equação (7).

$$q_{p,r} = \frac{K_p * N_p}{F_1}$$

Nos quais:

K_p : é o fator que converte o valor do SPT em resistência de ponta de cone (q_c);

N_p : é o valor do SPT (resistência à penetração) na ponta da estaca; e

F_1 : é o fator de carga de ponta, relacionado com o tipo de solo.

Já a área da seção transversal da ponta da estaca (A_p) é obtida com a Equação (8).

$$A_p = \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4}$$

Equação 8

Com todas as equações descritas acima, podemos obter a capacidade de carga ou carga de ruptura (Q_r). Com esse resultado, é necessário determinar a carga admissível (Q_{adm}), que será descrita abaixo.

5.2.1. CARGA ADMISSÍVEL

O emprego da carga admissível (Q_{adm}) é recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019) nos projetos de fundações em estacas, reduzindo as ocorrências de recalques das estruturas. Para estacas escavas, há duas condições que devem ser atendidas, elas são dadas pelas Equações (9) e (10):

$$Q_{adm} \leq \frac{\sum_{i=1}^n Q_{s,r,i}}{0,8}$$

Equação 9

$$Q_{adm} \leq \frac{Q_r}{2}$$

Equação 10

Caso alguma dessas condições não for atendida, pode-se optar pelo aumento do comprimento da estaca, do diâmetro ou ambos. Com essas condições satisfeitas, pode-se determinar o comprimento de projeto da estaca.

5.3. DISPOSIÇÃO DAS ESTACAS

A disposição de estacas deve sempre que possível, ser realizada de forma a resultar em blocos de menor volume. No caso de dois ou mais pilares

coincidindo na mesma localização, deve-se unir os mesmos em um único bloco de coroamento. E para casos de pilares de divisa, deve-se executar uma viga de equilíbrio.

As estacas também devem estar a uma distância mínima (d) entre si. Essa distância mínima (d) é dada pelas Equações (11) e (12). Onde a Equação (11) é válida para estacas pré-moldadas. E a Equação (12) é válida para estacas moldadas in loco.

$$d = 2,5\phi \geq 60cm$$

Equação 11

$$d = 3\phi \geq 60cm$$

Equação 12

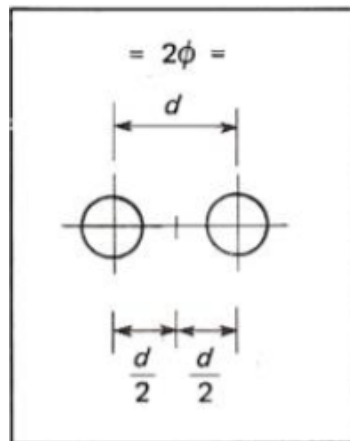
Nos quais:

d : é a distância mínima entre estacas; e

ϕ : é o diâmetro das estacas.

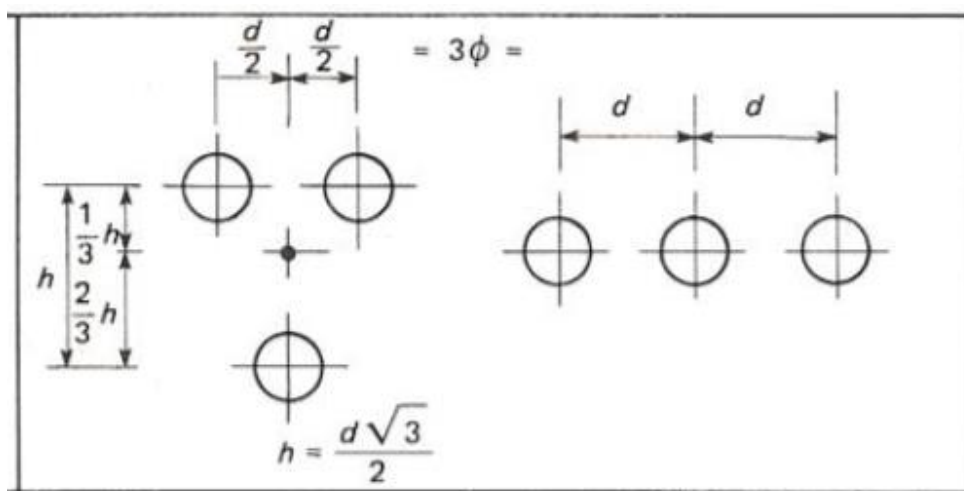
As figuras a seguir, apresentam algumas disposições comuns para grupos de estacas.

Figura 10 - Disposição de duas estacas.



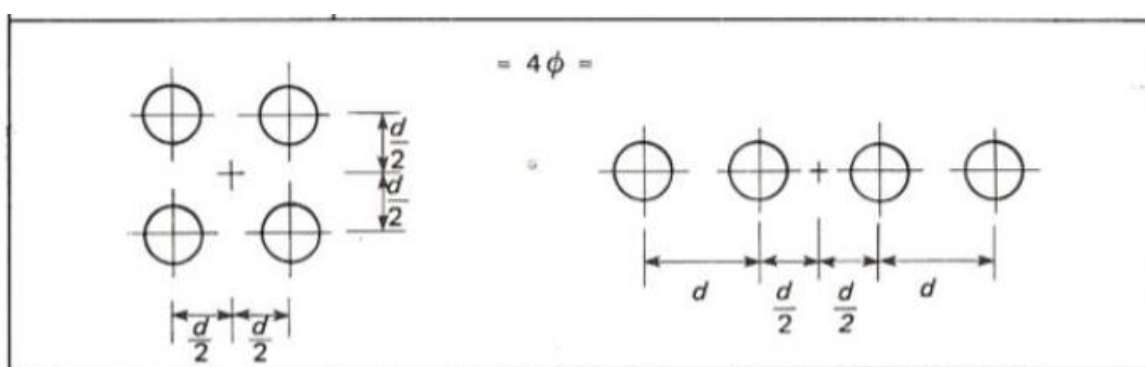
Fonte: Alonso (1983).

Figura 11 - Disposição de três estacas.



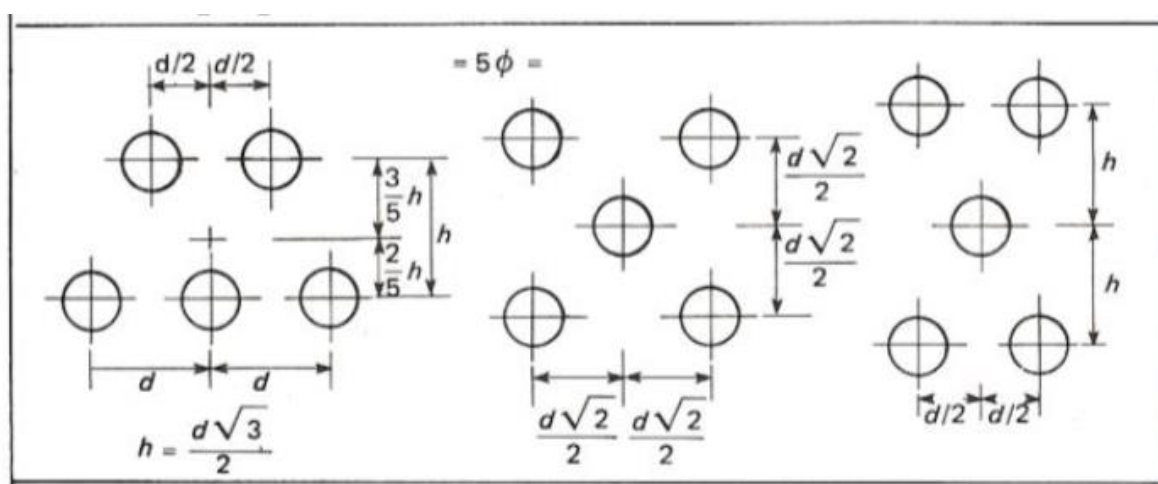
Fonte: Alonso (1983).

Figura 12 - Disposição de quatro estacas.



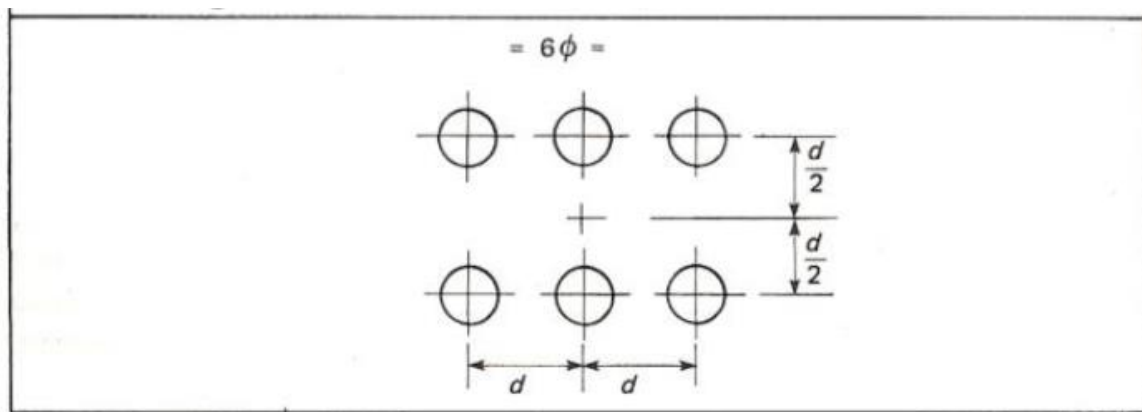
Fonte: Alonso (1983).

Figura 13 - Disposição de cinco estacas.



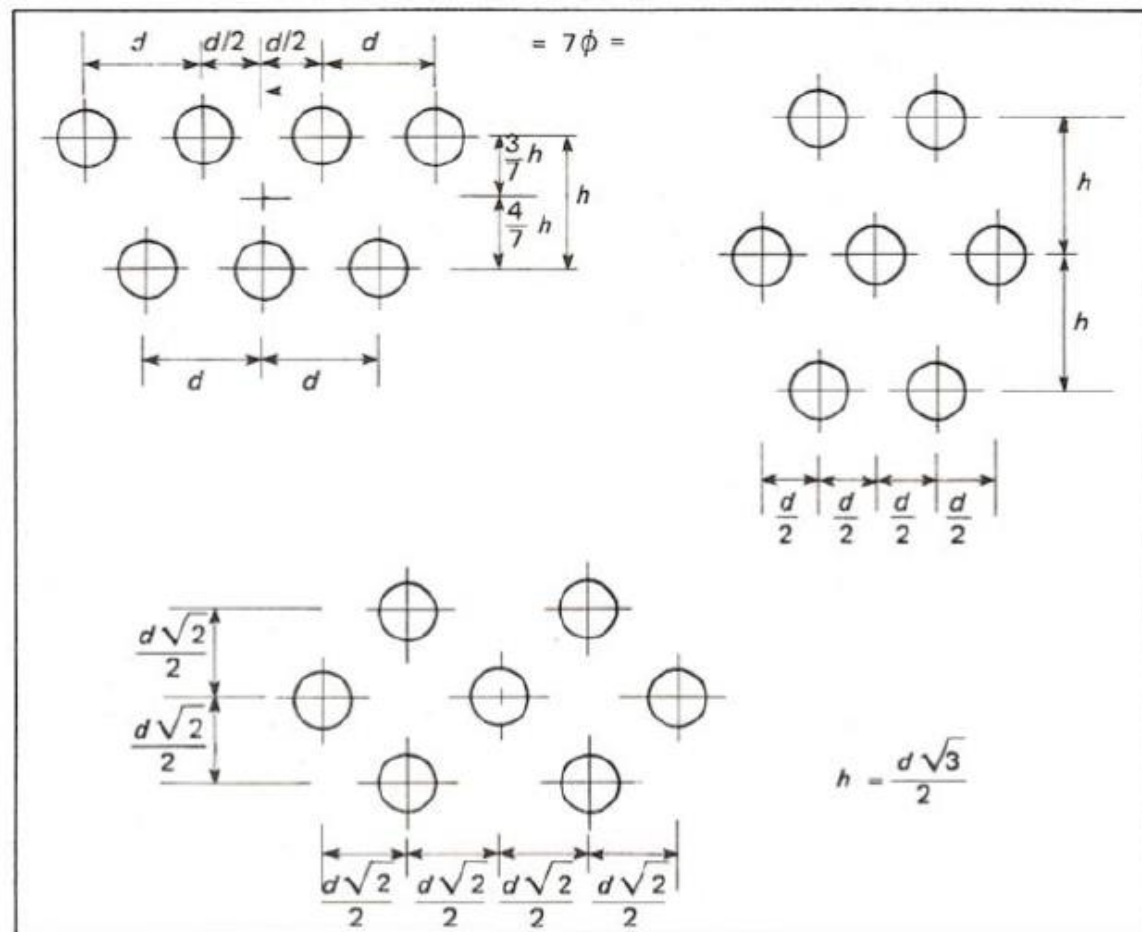
Fonte: Alonso (1983).

Figura 14 - Disposição de seis estacas.



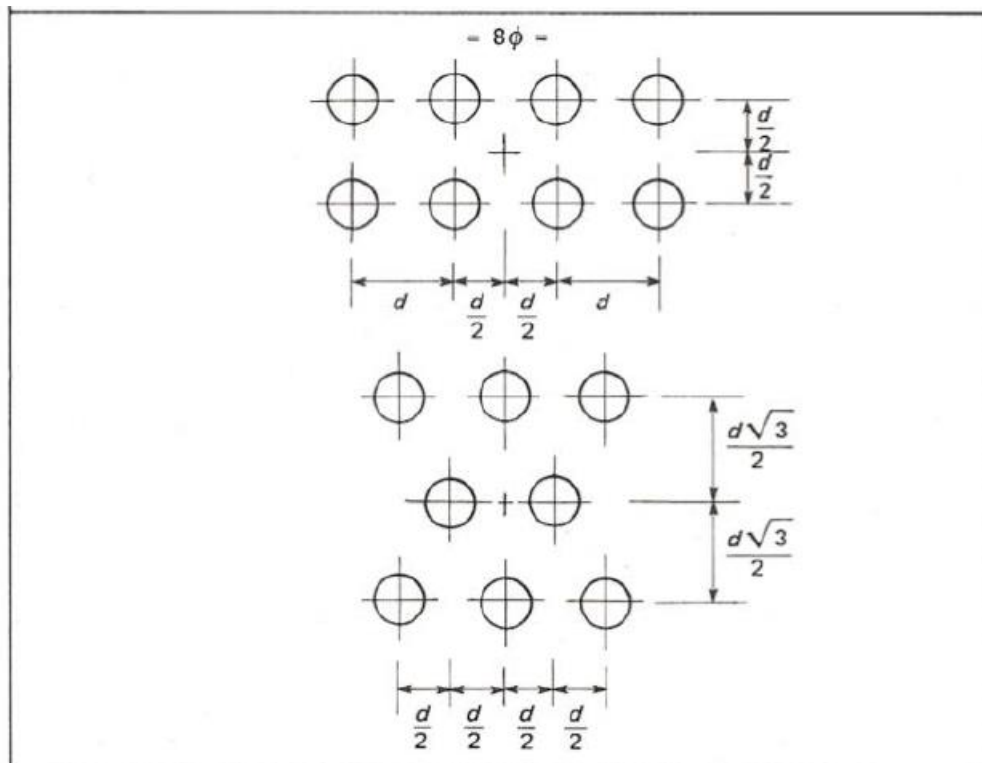
Fonte: Alonso (1983).

Figura 15 - Disposição de sete estacas.



Fonte: Alonso (1983).

Figura 16 - Disposição de oito estacas.

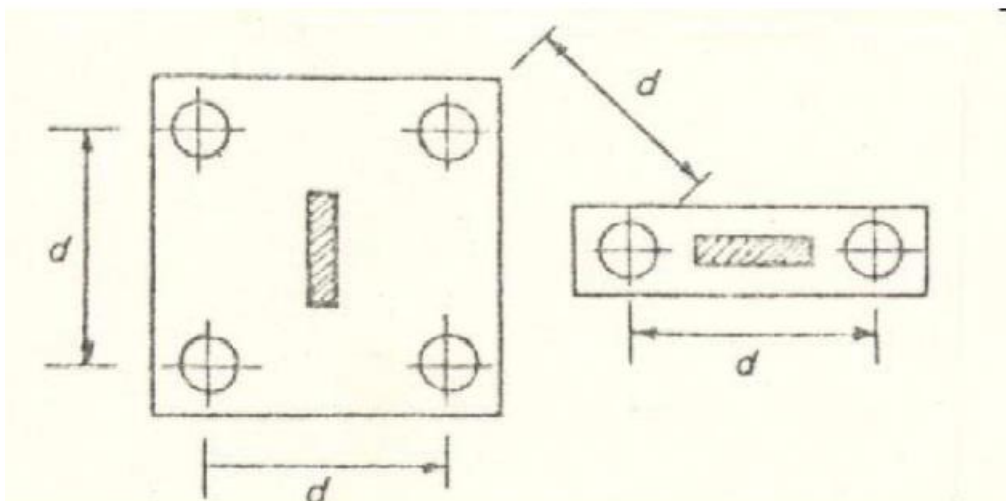


Fonte: Alonso (1983).

Além disso, há outras recomendações para a disposição das estacas:

- Além de dispor as estacas com uma distância mínima entre si. As estacas de blocos distintos também devem ser dispostas com espaçamento mínimo. Como indicado na Figura 15.

Figura 17 – Distância mínima entre estacas de blocos distintos.

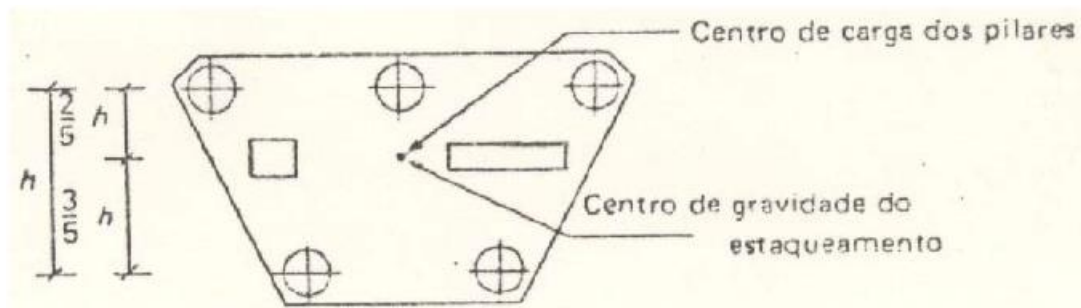


Fonte: Alonso (1983). Extraído da apostila da disciplina de Fundações.

- Utilizar estacas de mesmo tipo, diâmetro e comprimento em um mesmo bloco.

- Para blocos com mais de um pilar, recomenda-se que o centro de gravidade do estaqueamento coincida com o centro de carga dos pilares. Esse caso é ilustrado pela Figura 16.

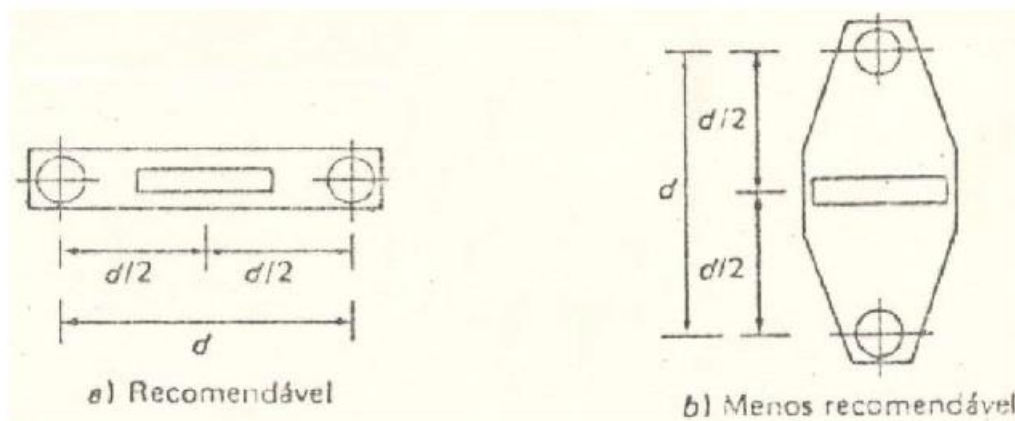
Figura 18 – Bloco com mais de um pilar.



Fonte: Alonso (1983). Extraído da apostila da disciplina de Fundações.

- Distribuir as estacas no sentido de maior dimensão do pilar sempre que possível. Como indicado pela Figura 17.

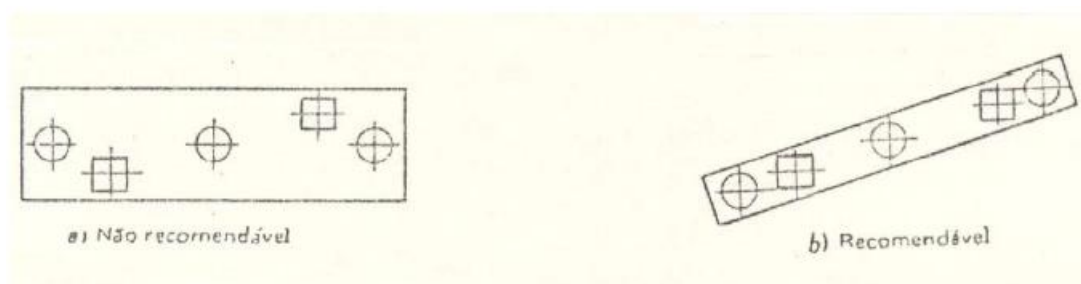
Figura 19 – Estacas dispostas no sentido de maior e menor dimensão do pilar.



Fonte: Alonso (1983). Extraído da apostila da disciplina de Fundações.

- Sempre que possível, realizar o estaqueamento individual para cada pilar.
- Evitar distribuições de estacas que induzam momento de torção no bloco. Como apresentado pela Figura 18.

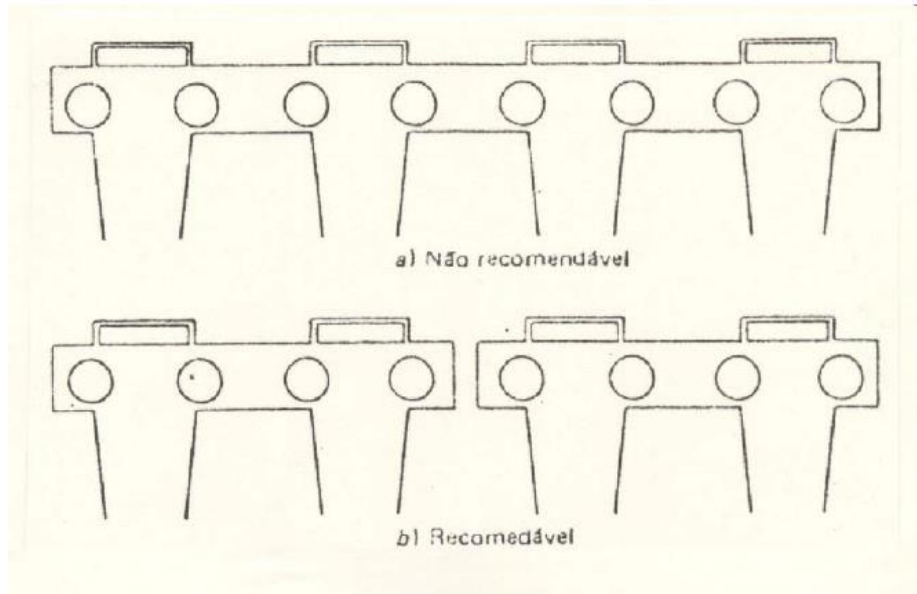
Figura 20 - Disposição com e sem momento de torção.



Fonte: Alonso (1983). Extraído da apostila da disciplina de Fundações.

- Evitar blocos contínuos de grandes extensões. Ilustrado pela Figura 19.

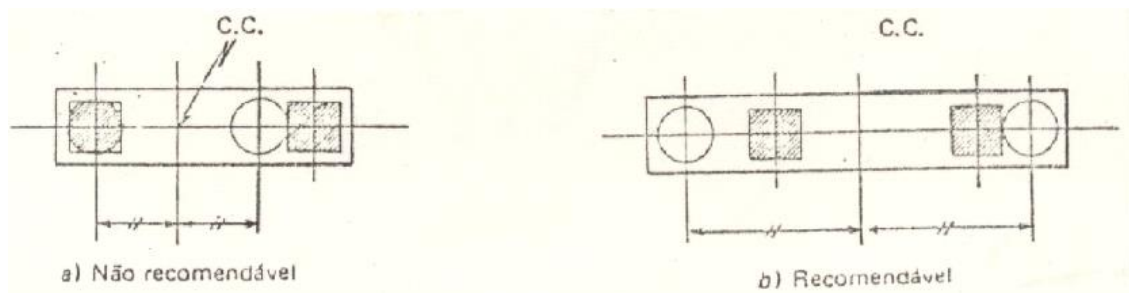
Figura 21 – Blocos contínuos.



Fonte: Alonso (1983). Extraído da apostila da disciplina de Fundações.

- Evitar a posição da posição da estaca embaixo dos pilares, no caso de bloco com duas estacas para dois pilares. Como indicado pela Figura 20.

Figura 22 – Bloco com duas estacas para dois pilares.



Fonte: Alonso (1983). Extraído da apostila da disciplina de Fundações.

- Entre outros.

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

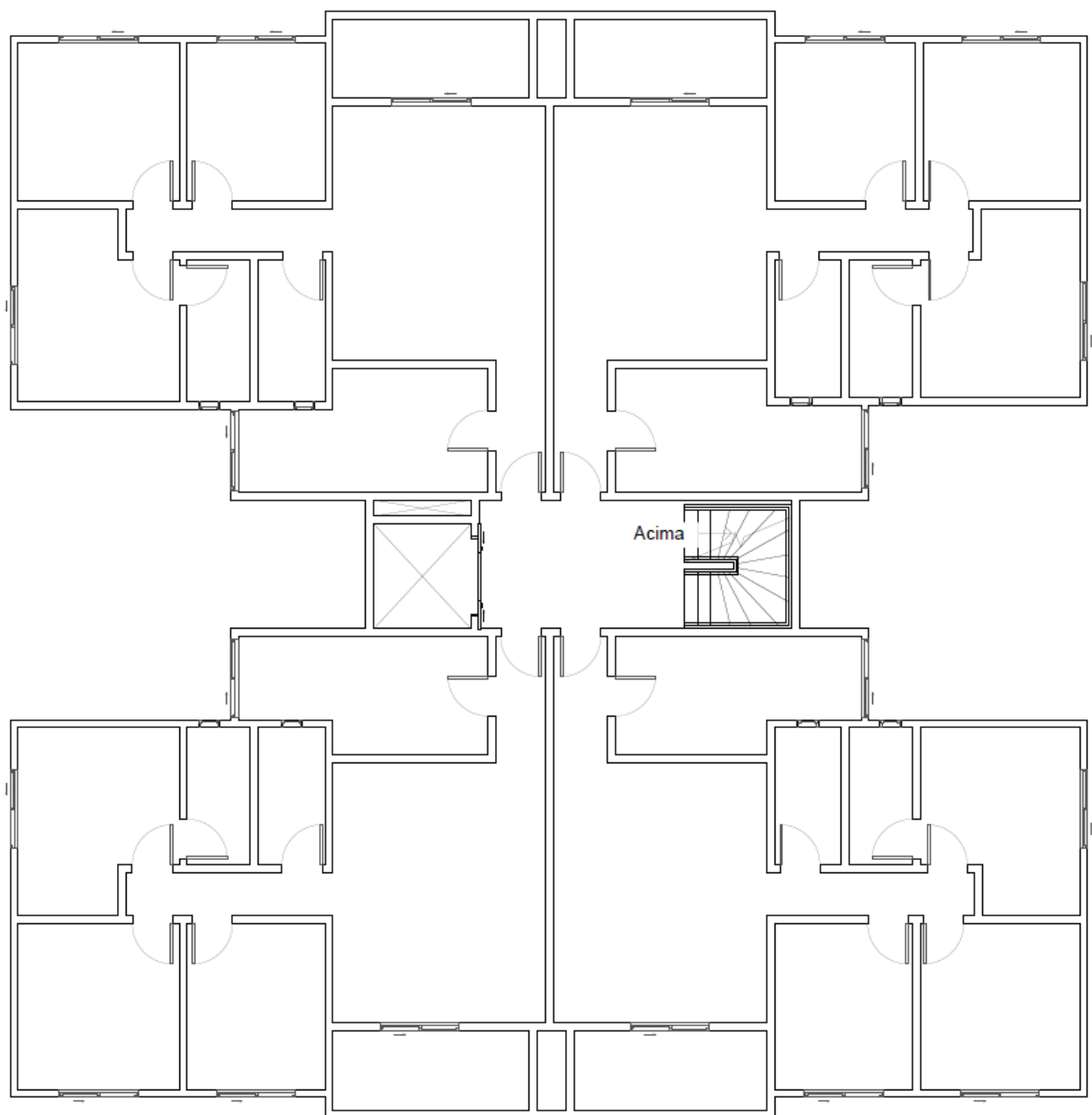
Nesse item serão apresentadas as características do projeto, o dimensionamento do número de estacas necessário para cada pilar, seu comprimento, diâmetro e outras características. Após, também será apresentado um orçamento para a execução do projeto e uma comparação

com o projeto em outro tipo de estaca, no caso estaca pré-moldada de concreto.

6.1. CARACTERÍSTICA DO PROJETO

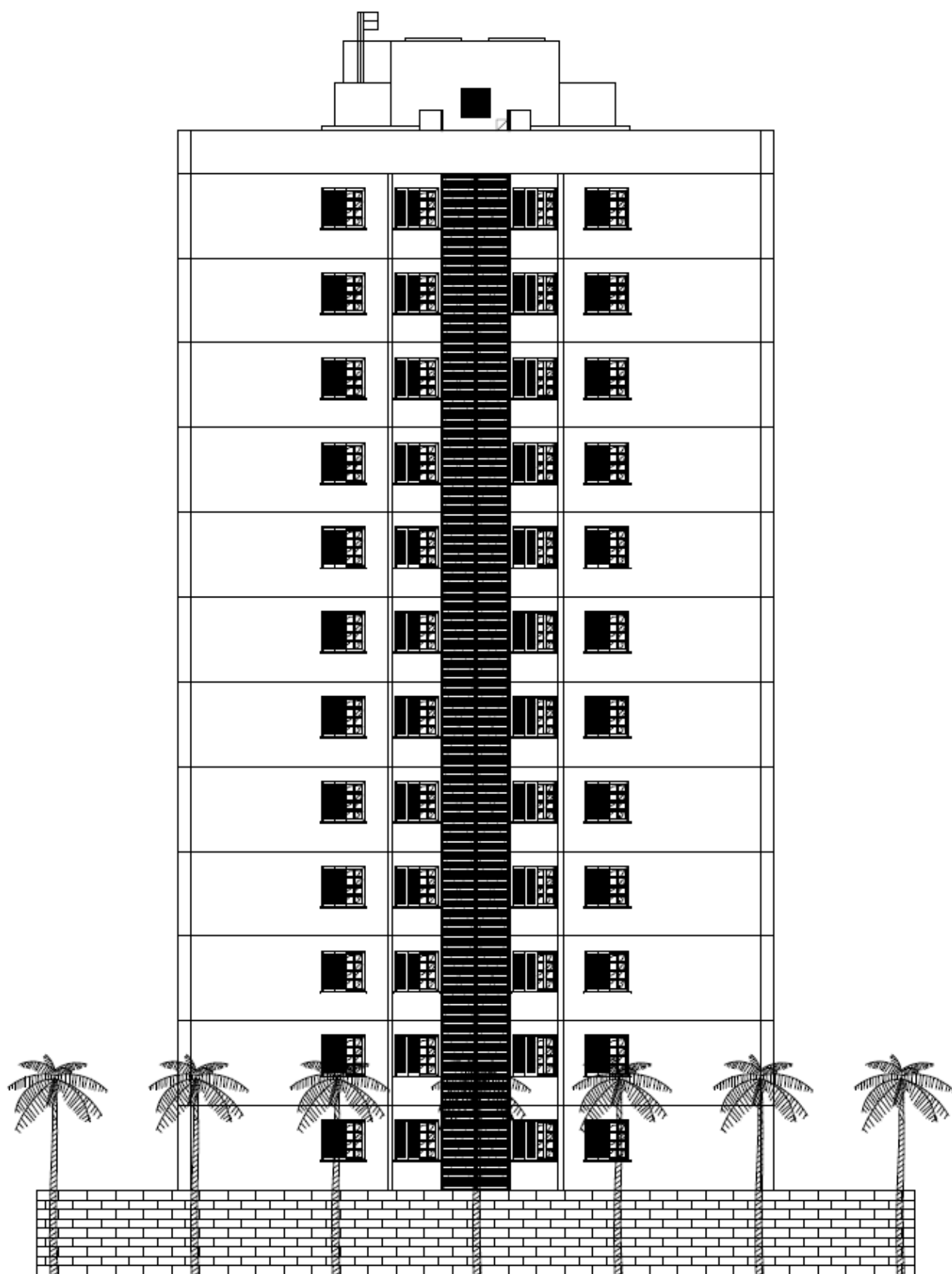
O projeto está situado localizado no município de Catanduva, no estado de São Paulo. Ele se trata de um edifício residencial de 12 pavimentos, com 4 apartamentos em cada, o pé direito é de 3 metros. O pavimento tipo do edifício, a vista lateral e a fachada são apresentados pelas Figuras 21, 22 e 23 respectivamente.

Figura 23 - Planta do pavimento tipo.



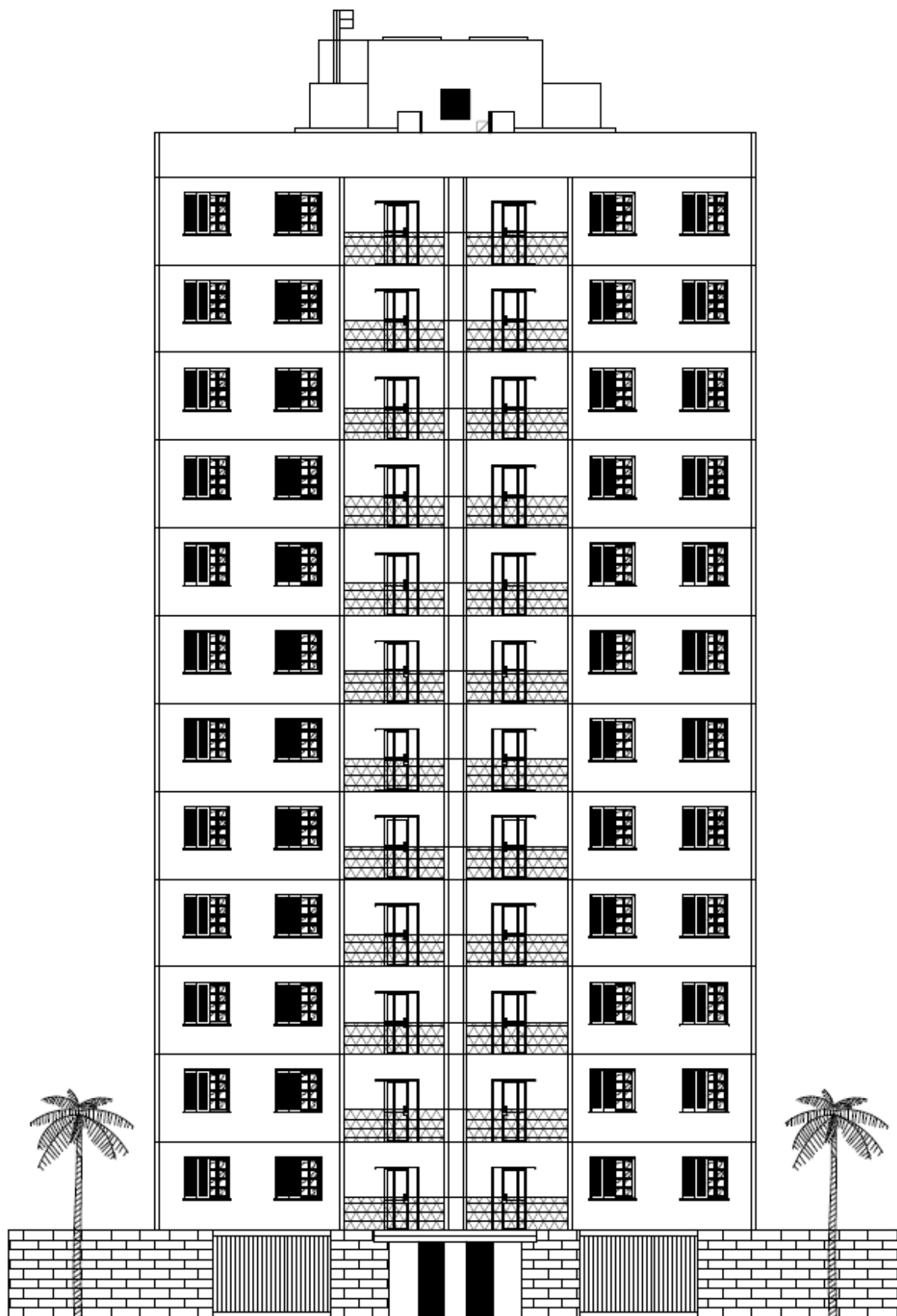
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 24 – Vista lateral do edifício.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 25 – Fachada do edifício.

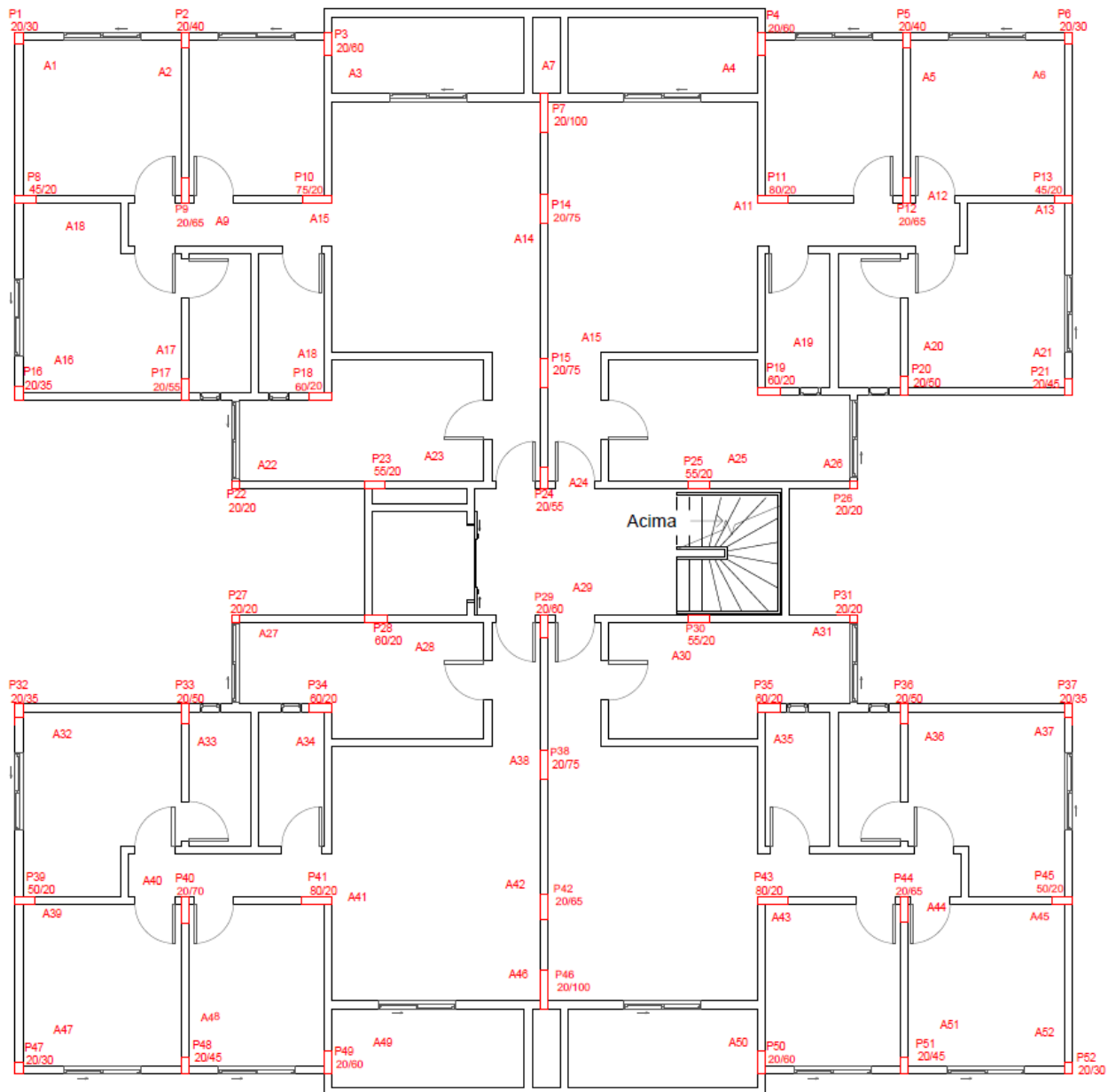


Fonte: Elaborado pelo autor.

6.2. IDENTIFICAÇÃO DOS PILARES E AS CARGAS ATUANTES

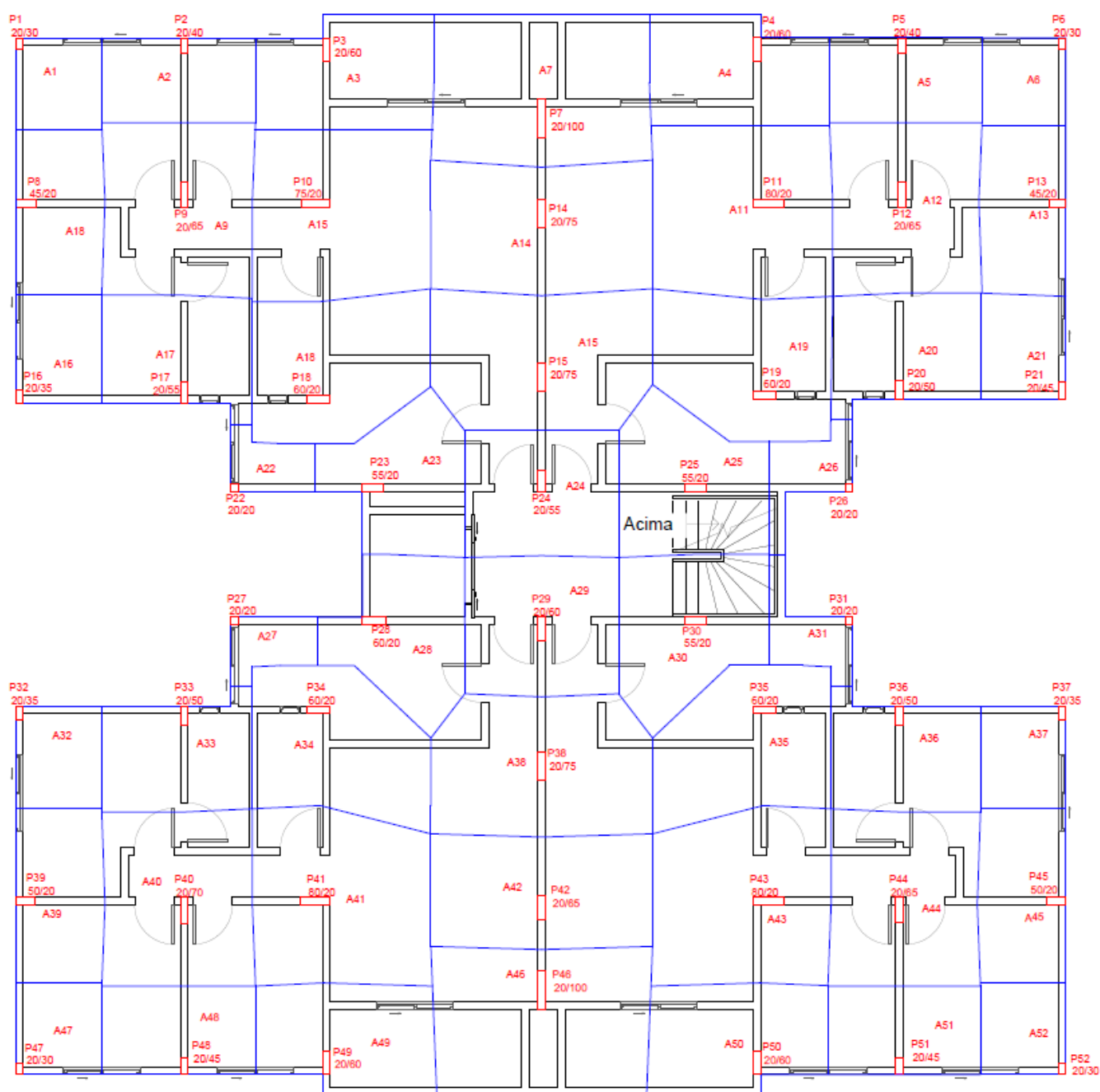
A disposição dos pilares pode ser observada pela Figura 26 e as suas áreas de influência pela Figura 27.

Figura 26 – Disposição dos pilares.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 27 – Áreas de Influência dos pilares.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com as informações da disposição dos pilares e suas áreas de influências, podemos determinar o valor das cargas atuantes nos pilares, sendo dada pela Equação 13.

$$N_{ki} = (g + q) * A_i * (n + 0,7) * \alpha$$

Equação 13

Nos quais:

N_{ki} : é a carga característica atuante no Pilar i ;

$g+q$: são as ações (permanente e variável) que atuam na área de influência (considerado como uniformemente distribuída e de valor de 12kN/m^2);

A_i : é a área de influência do Pilar i ;

$n + 0,7$: n é o número de pavimentos (considerado como 12 pavimentos) e o 0,7 se refere às ações da cobertura (0,7 do pavimento tipo); e

α : é o coeficiente que considera a excentricidade e a posição do Pilar.

Os valores de α podem ser obtidos ao observar a disposição do pilar e a Tabela 5. E o valor da carga atuante de cálculo no pilar i (N_{di}), é dado pela multiplicação da carga característica atuante no pilar i (N_{ki}) pelo valor de 1,4. (ABNT, 2014).

Tabela 5 - Valor do coeficiente α para cada tipo de pilar.

Pilar	α
Internos ou de Extremidade (na direção da maior dimensão)	1,3
Extremidade (na direção de menor dimensão)	1,6
Canto	1,8

Fonte: USP- EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas (2003). Adaptado pelo autor.

6.2.3 Carga adicional do Reservatório de Água Superior

Além disso, uma carga adicional, do reservatório de água superior deve ser considerada. Para se determinar o valor dessa carga adicional, será considerado que cada apartamento será ocupado por 4 pessoas. E de acordo com o projeto, o edifício contém 12 pavimentos, com 4 apartamentos em cada. Dessa forma podemos realizar o seguinte cálculo:

$$N^{\circ} \text{ de pessoas} = \frac{4 \text{ pessoas}}{\text{apartamento}} * \frac{4 \text{ apartamentos}}{\text{pavimento}} * 12 \text{ pavimentos} = 192 \text{ pessoas}$$

O consumo médio diário é uma estimativa que pode variar conforme o autor, empresa de abastecimento de água, prefeitura do município, etc. A Tabela 6 apresenta alguns tipos de edificação e o seu consumo per capita diário.

Tabela 6 - Consumo diário de água pelo tipo da edificação.

Tipo da Edificação	Unidade	Consumo (litro/dia)
Apartamento	Capital	200
Apartamento Luxo	Dormitório	300 - 400
	Quarto	200

	empregada	
Residência Luxo	Capital	300 - 400
Residência Médio Valor	Capital	150
Residência Popular	Capital	120 - 150
Alojamento Provisório Obra	Capital	80
Apartamento de Zelador	Capital	600 -1000
Edifício de Escritório	Ocupante Real	50 - 80
Escola - Internato	Capital	150
Escola - Externato	Aluno	50

Fonte: Macintyre, A.J. – Instalações Hidráulicas – Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1982.
Adaptado pelo autor.

Assim, pode-se determinar o consumo médio diário:

$$\text{Consumo médio diário} = 192 * 200 \text{ litros} = 38.000 \text{ litros}$$

Além disso, deve considerar que os reservatórios possuam no mínimo, o volume suficiente para 24 horas, por motivos de precaução, será considerado o tempo de 48 horas. E ainda, é necessário o acréscimo da reserva técnica de incêndio, sendo recomendado o valor de 20% do consumo diário:

$$\text{Reserva técnica de incêndio} = \frac{20}{100} * 38000 = 7.600 \text{ litros}$$

De acordo com Tsutiya (2006), o volume total pode ser dividido entre os reservatórios superiores e inferiores, sendo recomendado que os superiores possuam 2/5 do total mais a reserva técnica de incêndio e os inferiores 3/5. Portanto, o volume do reservatório superior será:

$$\text{Volume R.S} = 2 * 38000 * \frac{2}{5} + 7600 = 38.000 \text{ litros}$$

E ainda a NBR 5626 (ABNT, 2020), recomenda que o reservatório possua no mínimo dois compartimentos, para que em casos de manutenção, o abastecimento não seja interrompido. Sendo assim, considerando o peso específico da água ($\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$), a carga adicional pelo reservatório superior pode ser dada por:

$$NR.S = \frac{10 * 38}{2} = 190 \text{ kN}$$

Por fim, essa carga adicional será adicionada nas áreas de influências dos pilares 24 e 29, visto que os reservatórios superiores serão posicionados acima de tais pilares.

Os valores das áreas de influências e as cargas atuantes estão apresentados a seguir, na Tabela 7.

Tabela 7 - Áreas de Influências e Cargas Atuantes dos Pilares.

Pilar	Ai (m²)	Nki (kN)(sem α)	Adicional R.S (kN)	α	Ndi (kN)
-------	---------	-------------------------	--------------------	----------	----------

P1	4,0092	611,00208	0	1,8	1539,73
P2	6,62	1008,888	0	1,6	2259,91
P3	9,5805333	1460,07328	0	1,6	3270,56
P4	9,3589333	1426,30144	0	1,6	3194,92
P5	6,5801333	1002,81232	0	1,6	2246,3
P6	3,7508	571,62192	0	1,8	1440,49
P7	16,439333	2505,3544	0	1,6	5611,99
P8	7,4278667	1132,00688	0	1,6	2535,7
P9	13,157867	2005,25888	0	1,3	3649,57
P10	15,2432	2323,06368	0	1,3	4227,98
P11	15,4804	2359,21296	0	1,3	4293,77
P12	12,953867	1974,16928	0	1,3	3592,99
P13	7,3274667	1116,70592	0	1,6	2501,42
P14	14,459867	2203,68368	0	1,3	4010,7
P15	14,799867	2255,49968	0	1,3	4105,01
P16	4,7456	723,22944	0	1,8	1822,54
P17	8,4404	1286,31696	0	1,6	2881,35
P18	12,122533	1847,47408	0	1,3	3362,4
P19	12,124933	1847,83984	0	1,3	3363,07
P20	8,1834667	1247,16032	0	1,6	2793,64
P21	4,5338667	690,96128	0	1,8	1741,22
P22	2,2642667	345,07424	0	1,8	869,587
P23	8,7066667	1326,896	0	1,6	2972,25
P24	9,8249333	1497,31984	190	1,3	3070,92
P25	10,376933	1581,44464	0	1,3	2878,23
P26	2,8928	440,86272	0	1,8	1110,97
P27	2,3768	362,22432	0	1,8	912,805
P28	9,1101333	1388,38432	0	1,6	3109,98
P29	10,82	1648,968	190	1,3	3346,92
P30	10,713333	1632,712	0	1,3	2971,54
P31	2,8153333	429,0568	0	1,8	1081,22
P32	4,5112	687,50688	0	1,8	1732,52
P33	8,254	1257,9096	0	1,6	2817,72
P34	12,138933	1849,97344	0	1,3	3366,95
P35	12,127467	1848,22592	0	1,3	3363,77
P36	8,1974667	1249,29392	0	1,6	2798,42
P37	4,4564	679,15536	0	1,8	1711,47
P38	15,0608	2295,26592	0	1,3	4177,38
P39	7,7801333	1185,69232	0	1,6	2655,95
P40	13,2924	2025,76176	0	1,3	3686,89
P41	15,324133	2335,39792	0	1,3	4250,42
P42	12,657867	1929,05888	0	1,3	3510,89
P43	15,331333	2336,4952	0	1,3	4252,42
P44	13,186	2009,5464	0	1,3	3657,37
P45	7,6872	1171,52928	0	1,6	2624,23
P46	16,116267	2456,11904	0	1,6	5501,71

P47	4,0276	613,80624	0	1,8	1546,79
P48	6,8946667	1050,7472	0	1,6	2353,67
P49	9,3658667	1427,35808	0	1,6	3197,28
P50	9,37	1427,988	0	1,6	3198,69
P51	6,8605333	1045,54528	0	1,6	2342,02
P52	3,9786667	606,3488	0	1,8	1528

Fonte: Elaborado pelo autor.

6.3. SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS PILARES

As áreas das seções transversais dos pilares podem ser calculadas com a Equação 14.

$$Ac = \frac{Nd}{\sigma_{id}}$$

Equação 14

Nos quais:

Ac : é a área da seção transversal do pilar;

Nd : é a carga atuante de cálculo (ou a força normal centrada, majorada que atua no pilar, já calculada e demonstrada na Tabela 7); e

σ_{id} : é a tensão ideal de cálculo.

A tensão ideal de cálculo (σ_{id}) é obtida pela Equação 15.

$$\sigma_{id} = 0,85f_{cd} + \rho_s(\sigma_{sd2} - 0,85f_{cd})$$

Equação 15

Nos quais:

f_{cd} : é a resistência de cálculo do concreto (é igual a resistência característica do concreto (f_{ck}) dividida por 1,4, considerado concreto com f_{ck} de 30 MPa);

σ_{sd2} : é a tensão que atua na armadura do pilar, para uma deformação de 0,2% (considerado para o aço CA-50, o valor é de 42 kN/cm²); e

ρ_s : é a taxa de armadura na seção transversal (considerado como 2,5%).

Além dessas considerações, um dos lados dos pilares (lado a) será fixado como 20 cm (a NBR 6118 recomenda o valor mínimo de 19 cm), assim os pilares poderão ser acomodados dentro das paredes. Dessa forma, podemos encontrar o valor do outro lado dos pilares (lado b) em função do valor da área e desse lado fixado (lado a).

Podemos observar esses valores na Tabela 8. Vale ressaltar que o lado b dos pilares foram arredondados para o número múltiplo de 5 imediatamente superior, sendo o resultado dessa operação, a dimensão do lado b adotado.

Tabela 8 - Áreas das seções dos pilares.

Pilar	Ndi(kN)	fcd	ρ_s	σ_{sd2}	σ_{id}	Ac (m ²)	lado a (cm)	lado b (cm)	lado b (adotado) (cm)
P1	1539,73	2,14286	0,025	42	2,82589	544,863	20	27,2432	30
P2	2259,91	2,14286	0,025	42	2,82589	799,715	20	39,9858	40
P3	3270,56	2,14286	0,025	42	2,82589	1157,36	20	57,8678	60
P4	3194,92	2,14286	0,025	42	2,82589	1130,59	20	56,5293	60
P5	2246,3	2,14286	0,025	42	2,82589	794,899	20	39,745	40
P6	1440,49	2,14286	0,025	42	2,82589	509,746	20	25,4873	30
P7	5611,99	2,14286	0,025	42	2,82589	1985,92	20	99,2959	100
P8	2535,7	2,14286	0,025	42	2,82589	897,308	20	44,8654	45
P9	3649,57	2,14286	0,025	42	2,82589	1291,48	20	64,5738	65
P10	4227,98	2,14286	0,025	42	2,82589	1496,16	20	74,8078	75
P11	4293,77	2,14286	0,025	42	2,82589	1519,44	20	75,9719	80
P12	3592,99	2,14286	0,025	42	2,82589	1271,45	20	63,5726	65
P13	2501,42	2,14286	0,025	42	2,82589	885,179	20	44,259	45
P14	4010,7	2,14286	0,025	42	2,82589	1419,27	20	70,9635	75
P15	4105,01	2,14286	0,025	42	2,82589	1452,64	20	72,6321	75
P16	1822,54	2,14286	0,025	42	2,82589	644,942	20	32,2471	35
P17	2881,35	2,14286	0,025	42	2,82589	1019,62	20	50,9812	55
P18	3362,4	2,14286	0,025	42	2,82589	1189,86	20	59,4928	60
P19	3363,07	2,14286	0,025	42	2,82589	1190,09	20	59,5045	60
P20	2793,64	2,14286	0,025	42	2,82589	988,586	20	49,4293	50
P21	1741,22	2,14286	0,025	42	2,82589	616,167	20	30,8084	35
P22	869,587	2,14286	0,025	42	2,82589	307,721	20	15,3861	20
P23	2972,25	2,14286	0,025	42	2,82589	1051,79	20	52,5895	55
P24	3070,92	2,14286	0,025	42	2,82589	1086,71	20	54,3354	55
P25	2878,23	2,14286	0,025	42	2,82589	1018,52	20	50,926	55
P26	1110,97	2,14286	0,025	42	2,82589	393,141	20	19,657	20
P27	912,805	2,14286	0,025	42	2,82589	323,015	20	16,1507	20
P28	3109,98	2,14286	0,025	42	2,82589	1100,53	20	55,0265	60
P29	3346,92	2,14286	0,025	42	2,82589	1184,38	20	59,2188	60
P30	2971,54	2,14286	0,025	42	2,82589	1051,54	20	52,5769	55
P31	1081,22	2,14286	0,025	42	2,82589	382,613	20	19,1306	20
P32	1732,52	2,14286	0,025	42	2,82589	613,087	20	30,6543	35
P33	2817,72	2,14286	0,025	42	2,82589	997,107	20	49,8553	50
P34	3366,95	2,14286	0,025	42	2,82589	1191,46	20	59,5732	60
P35	3363,77	2,14286	0,025	42	2,82589	1190,34	20	59,517	60
P36	2798,42	2,14286	0,025	42	2,82589	990,278	20	49,5139	50
P37	1711,47	2,14286	0,025	42	2,82589	605,639	20	30,282	35
P38	4177,38	2,14286	0,025	42	2,82589	1478,25	20	73,9126	75
P39	2655,95	2,14286	0,025	42	2,82589	939,863	20	46,9931	50

P40	3686,89	2,14286	0,025	42	2,82589	1304,68	20	65,234	70
P41	4250,42	2,14286	0,025	42	2,82589	1504,1	20	75,205	80
P42	3510,89	2,14286	0,025	42	2,82589	1242,4	20	62,12	65
P43	4252,42	2,14286	0,025	42	2,82589	1504,81	20	75,2403	80
P44	3657,37	2,14286	0,025	42	2,82589	1294,24	20	64,7118	65
P45	2624,23	2,14286	0,025	42	2,82589	928,636	20	46,4318	50
P46	5501,71	2,14286	0,025	42	2,82589	1946,89	20	97,3446	100
P47	1546,79	2,14286	0,025	42	2,82589	547,364	20	27,3682	30
P48	2353,67	2,14286	0,025	42	2,82589	832,896	20	41,6448	45
P49	3197,28	2,14286	0,025	42	2,82589	1131,42	20	56,5712	60
P50	3198,69	2,14286	0,025	42	2,82589	1131,92	20	56,5961	60
P51	2342,02	2,14286	0,025	42	2,82589	828,772	20	41,4386	45
P52	1528	2,14286	0,025	42	2,82589	540,714	20	27,0357	30

Fonte: Elaborado pelo autor.

E também, a Figura 27, apresentada anteriormente, ilustra os a disposição dos pilares com tais dimensões em planta.

6.4. QUANTIDADE DE ESTACAS

Determinado as cargas aplicadas sobre os pilares, e sabendo a carga de trabalho das estacas (consultada pelo fabricante ou pela bibliografia, apresentada pela Figura 28), podemos calcular a quantidade de estacas por pilar. A equação que determina essa quantidade, é a Equação 1, descrita no item 5.1.

Figura 28 - Cargas de trabalho de estacas escavadas

Tipo de Estaca		diâmetro(cm)	Pe,adm(kN)	d (m)	a(m)
Escavada	Pequeno diâmetro	30	100	0,90	0,45
		35	150	1,00	0,50
		40	230	1,10	0,55
		45	340	1,20	0,55
		50	500	1,30	0,60
	Grande diâmetro	60	1130	1,50	0,65
		70	1530	1,75	0,75
		80	2100	2,00	0,80
		90	2540	2,25	0,85
		100	3140	2,50	0,90

Fonte: Souza (2022). Adaptado pelo autor.

Vale destacar que a estaca escolhida é a estaca escavada de grande diâmetro ($\phi = 60$ cm). E a carga admissível dessa estaca é de 1130 kN. A Tabela 9 demonstra a quantidade de estacas por pilar. O valor adotado é o número inteiro imediatamente superior.

Tabela 9 - Quantidade de estacas.

Pilar	Pi(kN)	Pe(kN)	NE	NE (adotado)
P1	1539,725	1130	1,362589	2
P2	2259,909	1130	1,99992	2
P3	3270,564	1130	2,894305	3
P4	3194,915	1130	2,827359	3
P5	2246,3	1130	1,987876	2
P6	1440,487	1130	1,274767	2
P7	5611,994	1130	4,966366	5
P8	2535,695	1130	2,243978	3
P9	3649,571	1130	3,229709	4
P10	4227,976	1130	3,741572	4
P11	4293,768	1130	3,799794	4
P12	3592,988	1130	3,179635	4
P13	2501,421	1130	2,213647	3
P14	4010,704	1130	3,549296	4
P15	4105,009	1130	3,632752	4
P16	1822,538	1130	1,612866	2
P17	2881,35	1130	2,549867	3
P18	3362,403	1130	2,975578	3
P19	3363,069	1130	2,976167	3
P20	2793,639	1130	2,472247	3
P21	1741,222	1130	1,540905	2
P22	869,5871	1130	0,769546	1
P23	2972,247	1130	2,630307	3
P24	3070,922	1130	2,71763	3
P25	2878,229	1130	2,547106	3
P26	1110,974	1130	0,983163	1
P27	912,8053	1130	0,807792	1
P28	3109,981	1130	2,752195	3
P29	3346,922	1130	2,961878	3
P30	2971,536	1130	2,629678	3
P31	1081,223	1130	0,956835	1
P32	1732,517	1130	1,533201	2
P33	2817,718	1130	2,493555	3
P34	3366,952	1130	2,979603	3
P35	3363,771	1130	2,976789	3
P36	2798,418	1130	2,476476	3
P37	1711,472	1130	1,514577	2
P38	4177,384	1130	3,6968	4
P39	2655,951	1130	2,350399	3
P40	3686,886	1130	3,262731	4
P41	4250,424	1130	3,761437	4
P42	3510,887	1130	3,10698	4
P43	4252,421	1130	3,763205	4

P44	3657,374	1130	3,236615	4
P45	2624,226	1130	2,322324	3
P46	5501,707	1130	4,868767	5
P47	1546,792	1130	1,368842	2
P48	2353,674	1130	2,082897	3
P49	3197,282	1130	2,829453	3
P50	3198,693	1130	2,830702	3
P51	2342,021	1130	2,072585	3
P52	1527,999	1130	1,352211	2

Fonte: Elaborado pelo autor.

O somatório da quantidade total de estacas necessárias é de 154.

6.5. COMPRIMENTO DAS ESTACAS

Para se determinar o comprimento das estacas, foi necessário utilizar as informações descritas no item 5.2. e as Equações de 2 a 10. E ainda foi necessário utilizar as informações obtidas pela sondagem, que estão apresentadas no Anexo A.

De acordo com o item 5.2.1, a carga admissível das estacas são satisfeitas pelas Equações 9 e 10. Portanto, foi procurado o caso do menor comprimento da estaca os atenda simultaneamente:

$$Q_{adm} \leq \frac{\sum_{i=1}^n Q_{s,r,i}}{0,8} \Rightarrow \sum_{i=1}^n Q_{s,r,i} \geq 1130 * 0,8 = 904 \text{ kN}$$

$$Q_{adm} \leq \frac{Q_r}{2} \Rightarrow Q_r \geq 1130 * 2 = 2260 \text{ kN}$$

Dessa forma é procurado o caso que a Carga de Atrito Lateral é maior ou igual a 904 kN ($\sum_{i=1}^n Q_{s,r,i}$) e ainda a Carga de Ponta (Q_r) seja maior ou igual a 2260 kN. O Apêndice A demonstra o cálculo realizado para se determinar o comprimento da estaca utilizando esses critérios.

Assim, com os cálculos desenvolvidos, foi determinado que a estaca escavada de diâmetro de 60 cm deve possuir o comprimento de 11m.

6.6. VOLUME DE CONCRETO DAS ESTACAS

O volume de concreto a ser lançado para preenchimento das estacas, ao se considerar perda de 5% é determinado pela Equação 16.

$$V_{concr} = 1,05 * \frac{L(\pi * \phi^2)}{4}$$

Nos quais:

V_{concr} : é o volume de concreto utilizado para o preenchimento da estaca;

L : é o comprimento da estaca;

π : é a Constante de Arquimedes (π); e

ϕ : é o diâmetro da estaca.

Dessa forma, o volume de concreto para o preenchimento de uma estaca é:

$$V_{concr} = 1,05 * \frac{11(\pi * 0,6^2)}{4} \cong 3,265685 \cong 3,27m^3$$

Assim, o volume para todas as estacas, basta-se multiplicar esse valor pelo número total de estacas (154):

$$V_{concr\ total} \cong 503,58m^3$$

6.7. ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS

A distância mínima entre estacas está descrita no item 5.3. E para sua determinação será utilizada a Equação 12, visto que a estaca escavada trata-se do tipo de estaca moldada *in loco*. Sendo assim, temos que:

$$d = 3\phi \geq 60cm \Rightarrow 3 * 60 \geq 60cm \Rightarrow 180 \geq 60cm \text{ OK!}$$

Portanto, a distância mínima entre as estacas será de 180 cm.

6.8. ARMADURA DAS ESTACAS

De acordo com a NBR 6122, 2019 da ABNT, as estacas podem, quando solicitadas a cargas de compressão e tensões limitadas aos valores do Anexo B, ser executadas em concreto não armado, exceto quanto à armadura de ligação com o bloco. Estacas com solicitações que resultem em tensões superiores às indicadas no Anexo B devem ser dotadas de armadura, que deve ser dimensionada de acordo com a ABNT NBR 6118 sem considerar excentricidade de carga.

Dessa forma, a taxa de armadura mínima recomendada é de 0,4% para estacas escavadas com fluido. Será considerado o valor de 0,5% para o cálculo:

$$A_{s, estaca} = \frac{\pi * 60^2}{4} * 0,5\% \cong 14,14cm^2$$

A quantidade de barras pode ser dada pela divisão da área necessária pela área de uma barra. Considerando que uma barra possui $\phi=16,0$ mm, e sua seção transversal tem $2,011\text{ cm}^2$, e ainda utilizando o Anexo C, temos:

$$q = \frac{14,14}{2,011} = 7,03 \text{ barras} \Rightarrow 8\phi 16\text{mm}$$

O Anexo D apresenta a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, que são informações importantes para determinar o espaçamento entre as barras de aço (armadura). Considerando a classe de agressividade ambiental como II, o tipo de estrutura ser de concreto armado e os elementos estruturais estarem em contato com o solo, o cobrimento nominal recomendado seria maior ou igual a 45 mm, portanto será adotado o valor de 50 mm.

Como as estacas possuem o diâmetro de 60 cm, será considerado como cobrimento, um “anel” de 5 cm de espessura, portanto, a dimensão considerada para colocação da armadura será de 50 cm (diâmetro disponível), o que resulta em uma área de $1.963,50\text{cm}^2$.

6.9. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS

O item 3.4 possui informações importantes para a elaboração do dimensionamento e detalhamento dos blocos sobre estacas. Os seguintes valores podem ser adotados para os cálculos, caso não for possível sua determinação:

- Diâmetro das estacas de 60 cm;
- Aço CA50 (A);
- Concreto C30 (30 Mpa), com brita 1;
- Cobrimento de 5 cm;
- Penetração da estaca no bloco de 10 cm;
- Armadura do pilar de diâmetro de 16 mm;
- Espaçamento entre estacas de 180 cm;
- Comprimento de ancoragem básico de $33,4\phi$ (Anexo E);

6.9.1. BLOCOS SOBRE UMA ESTACA E PILARES DE 20X20 CM

Os pilares que estão nessas especificações são os P22, P26, P27 e P31.

Para blocos sobre uma estaca temos as seguintes considerações:

Teoricamente, nenhuma armadura é necessária, visto que a força no pilar é transmitida diretamente para o bloco. Mas nesse caso, o bloco atua como um elemento intermediário de transferência de carga, sendo necessário por razões construtivas devido a não coincidência da área da base do pilar com a área da estaca. E ainda, o bloco é importante para a locação correta de pilares, chumbadores metálicos, correção de pequenas excentricidades da

Figura 29 - Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes da armadura


$$T = \frac{1}{4}P \frac{\phi_e - a_p}{\phi_e} \cong 0,25P$$

Sendo:

P : a força atuante no pilar;

ϕ_e : o diâmetro da estaca; e

a_p : a maior dimensão do pilar.

A armadura (A_s) para resistir a essa força de tração (T), é dada pela Equação 18. Essa armadura é na forma dos estribos horizontais.

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Equação 18

Sendo:

f_{yd} : a resistência de cálculo do aço.

Os estribos verticais podem ser adotados com área e diâmetro iguais à da armadura principal A_s , nas duas direções do bloco, visto que a carga atuante para nesse caso são relativamente baixas, resultando em armaduras de pequenos diâmetros.

Para edifícios de múltiplos pavimentos, a dimensão A do bloco, pode ser dada pela Equação 19.

$$A = \phi_e + 2 * 10 \text{ cm}$$

Equação 19

Em casos de edificações de pequeno porte, com cargas baixas sobre o bloco (casas, galpões, sobrados, etc.) o valor de 10 cm poderia ser reduzido para 5 cm.

Por se tratar de estaca circular, o bloco resulta em um quadrado em planta, portanto $A=B$ (lados iguais).

A altura útil (d) do bloco pode ser estimada em torno de $1,2\phi_e$, sendo necessária a verificação que esse valor seja maior que o comprimento de ancoragem (l_b) da armadura principal do pilar.

a) Dimensões do bloco em planta

Com isso, temos as informações necessárias para iniciar o dimensionamento dos blocos sobre uma estaca. As dimensões do bloco serão:

$$A = 60 + 2 * 10 = 80 \text{ cm}$$

Portanto, será um bloco quadrado com dimensão de 80x80 cm.

b) Altura do bloco

A altura útil (d) será:

$$d = 1,2 * 60 = 72 \text{ cm}$$

E ainda que permita o comprimento de ancoragem da armadura do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{1110,974}{\frac{50}{1,15}} \cong 3,83 \text{ cm}^2$$

Escolhendo barras com diâmetro de 12,5mm:

$$\frac{3,83}{\left(\frac{1,25^2 * \pi}{4}\right)} \cong 3,12 \text{ barras, portanto serão adotadas 4 barras}$$

$$4\phi 12,5\text{mm} (A_{s,e} \cong 4,91\text{cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,25 = 41,75 \text{ cm}$$

Portanto, será adotado o valor de 75 cm. E a altura total do bloco será de 85 cm (altura útil + penetração da estaca no bloco (10 cm)).

c) Armaduras

Considerando a maior ação entre os pilares (a do P26), sendo igual a 1110,974 kN, calcula-se a força de tração horizontal (T)

$$T = 0,25 * 1110,974 = 277,7435 \text{ kN}$$

E a armadura (A_s) dos estribos horizontais que resiste a essa força é:

$$A_s = \frac{277,7435}{\frac{50}{1,15}} \cong 6,39 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, podemos escolher barras com diâmetro de 10 mm. E a quantidade de barras, pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_s}{A_{s,1barra}} = \frac{6,39}{\frac{\pi * 1^2}{4}} = 8,136 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

Existe um critério para o espaçamento (e) entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: a distância do topo do bloco ao topo da estaca, menos o cobrimento), ele é dado por:

- $e < 15 \text{ cm}$

A verificação para o espaçamento (e) é feita por:

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{70}{9 - 1} = 8,75\text{cm} < 15\text{ cm OK}$$

E também há critérios para a distância livre (dist) entre as barras:

- dist $\geq$ 2 cm
- dist $\geq$ diâmetro a barra (10 mm)
- dist $\geq$ 1,2 o diâmetro do agregado (brita 1, considerado $1,2 \times 1,9 = 2,28$ cm)

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\text{dist} = e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 8,75 - 1 = 7,75\text{ cm}$$

$\geq 2\text{ cm}; 1\text{ cm}; 2,28\text{ cm OK}$

Portanto temos que:

$$9 \phi 10\text{mm/cd } 8,75\text{cm}$$

Para o comprimento de cada barra, foi necessário consultar as informações dos Anexos F e G. Será considerado que “a” e “b” são iguais por se tratar de bloco com seção quadrada, e ainda que possuam o valor igual ao lado do bloco menos os cobrimentos.

$$L_{\text{tot}} = 2 * (a + b) + \Delta C = 2 * [2 * (80 - 2 * 5)] + 17 = 297\text{ cm (adotado 300 cm)}$$

Para o estribo vertical, foram adotadas barras de mesmo diâmetro que do estribo horizontal. E como foi verificado que se trata de um bloco quadrado, e a faixa para o espaçamento entre barras também é igual (observado pelo desenho do bloco), as outras informações importantes para essa armadura resultam em mesmos valores que a do estribo horizontal.

d) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$$\text{Estribo horizontal} = 9 \phi 10\text{mm/cd } 8,75\text{cm}$$

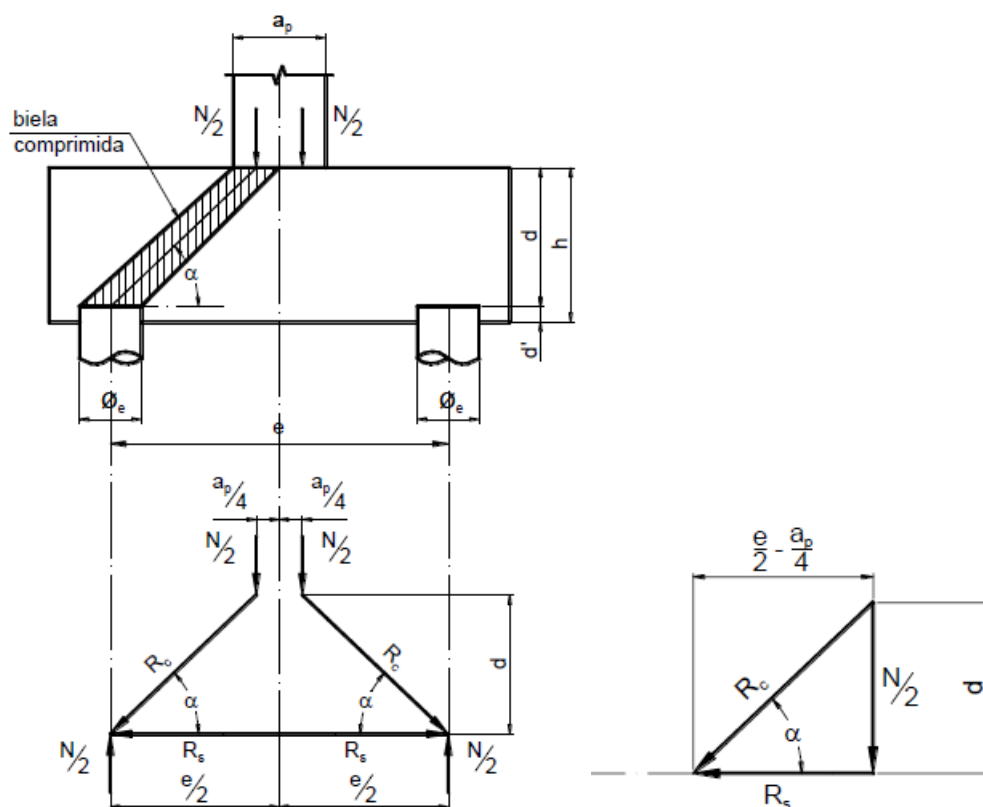
$$\text{Estribo vertical} = 9 \phi 10\text{mm/cd } 8,75\text{cm}$$

Por fim, o bloco e as armaduras estão dimensionados. A ilustração do detalhamento pode ser observada no Apêndice C.

6.9.2. BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.

Como comentado, anteriormente, no item 3.4, o bloco será dimensionado com o uso do método das bielas e tirantes (proposta de Blevot), a figura seguinte ilustra o esquema de forças em um bloco sobre duas estacas.

Figura 30 - Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2023).

Ao observar a figura acima, podemos definir a força de tração (R_s) (resistida pela armadura principal (A_s)) e a força de compressão (R_c) nas bielas de concreto pelas equações seguintes:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{N/2}{R_s} = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \therefore R_s = \frac{N(2e - a_p)}{8d}$$

Equação 20

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{N/2}{R_c} \therefore R_s = \frac{N}{2 \operatorname{sen} \alpha}$$

Equação 21

De acordo com diversos autores, as bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por punção desde que o ângulo α fique no intervalo de $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Lembrando que a Equação 20 demonstra que esse ângulo pode ser calculado por:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

Ao substituir α pelos ângulos de 40° e 55° podemos obter o intervalo de variação para a altura útil (d):

$$0,419 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Equação 22

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que o bloco tenha altura suficiente que permita a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Ou seja, a armadura longitudinal vertical do pilar deve ficar ancorada no bloco:

$$d > l_{b,\phi,pil}$$

Equação 23

A altura do bloco (h) pode ser calculada por:

$$h = d + d'$$

Equação 24

Sendo que d' deve ser maior igual a:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases}$$

Inequação 3

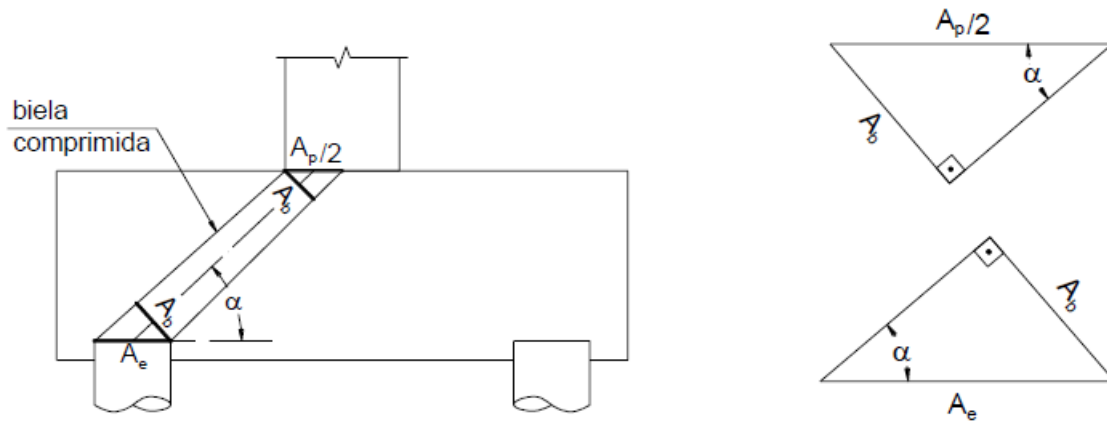
a_{est} é o lado de uma estaca de seção quadrada, com área igual à da estaca de seção circular:

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

Equação 25

A seção ou a área das bielas varia ao longo da altura do bloco, sendo assim, é preciso verificar as seções junto ao pilar e junto às estacas. A figura abaixo ilustra a situação:

Figura 31 - Área da biela de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estaca.



Fonte: Bastos (2023).

Sendo que A_b é área da biela; A_p é a área do pilar; A_e é a área da estaca. E lembrando que a tensão pode ser dada por $\sigma_{cd} = R_{cd}/A_b$ e a força nas bielas de concreto $R_{cd} = N_d/2 \sin \alpha$, podemos equacionar o esquema:

No pilar:

$$\sin \alpha = \frac{A_b}{A_p/2} \Rightarrow A_b = \frac{A_p}{2} \sin \alpha$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{2 \sin \alpha \frac{A_p}{2} \sin \alpha} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha}$$

Equação 26

Na estaca:

$$\sin \alpha = \frac{A_b}{A_e} \Rightarrow A_b = A_e \sin \alpha$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 \sin \alpha A_e \sin \alpha} = \frac{N_d}{2 A_e \sin^2 \alpha}$$

Equação 27

Para evitar o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas). Blevot considerou:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 K_R * f_{cd}$$

Equação 28

No qual, K_R é um coeficiente que leva em consideração a perda da resistência ao longo do tempo devido a cargas permanentes (efeito Rüschi), sendo um valor de 0,9 a 0,95. Portanto a condição de segurança é atendida por:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad e \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

Blevot verificou em ensaios, que a força medida na armadura principal foi 15% superior à indicada pelo cálculo teórico. Portanto, considera-se R_s acrescida de 15%, e a armadura principal, disposta sobre o topo das estacas, é:

$$R_s = \frac{1,15N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_{sd}} = \frac{1,15N_d}{8df_{yd}} (2e - a_p)$$

Equação 29

A NBR 6118 recomenda que em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, seja colocada armaduras laterais (de pele) e superiores. E ainda em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente analisar a necessidade de armaduras complementares. Tradicionalmente, a armadura superior pode ser dada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,sup} = 0,2A_s$$

Equação 30

E a armadura lateral (de pele) e os estribos verticais em cada face lateral podem ser dados por:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\min, face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min, face} = 0,075B \left(\frac{cm^2}{m}\right)$$

Equação 31

Sendo que “B” se trata da largura do bloco em cm, e para edifícios de grande porte ele pode ser dado como:

$$B \geq \phi_e + 2 * 15cm$$

Inequação 5

Há recomendações para o espaçamento da armadura lateral (de pele):

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm}$$

Inequação 6

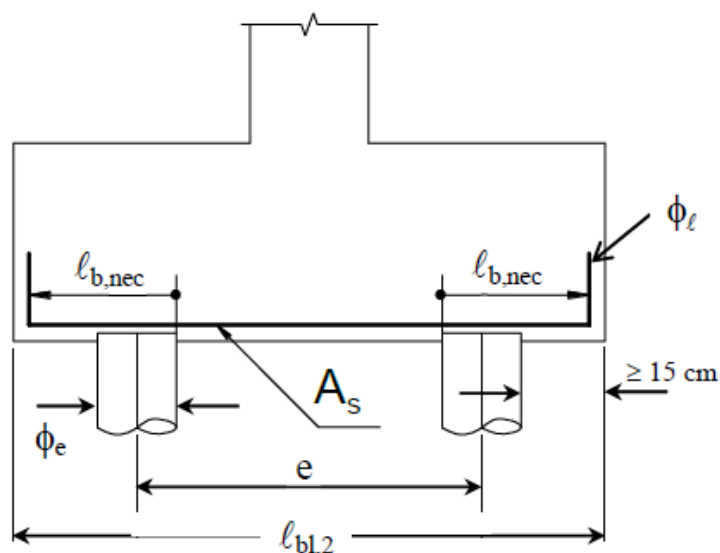
E também há para os estribos verticais:

- sobre as estacas: $s \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$
- em outras posições além das estacas: $s \leq 20 \text{ cm}$

E ainda a NBR 6118 especifica que para os blocos rígidos, a armadura de flexão deve ser disposta (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Devendo assegurar a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas. (Bastos, 2023).

A ancoragem da armadura positiva do bloco deve ter no mínimo o comprimento de ancoragem básico (l_b), iniciada a partir da face interna da estaca. A existência do gancho vertical reduz o comprimento de ancoragem, bem como um acréscimo na armadura adotada ($A_{s,ef}$) em relação à calculada. (Bastos, 2023). A figura abaixo indica essa situação.

Figura 32 - Ancoragem da armadura principal em bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2023).

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Equação 32

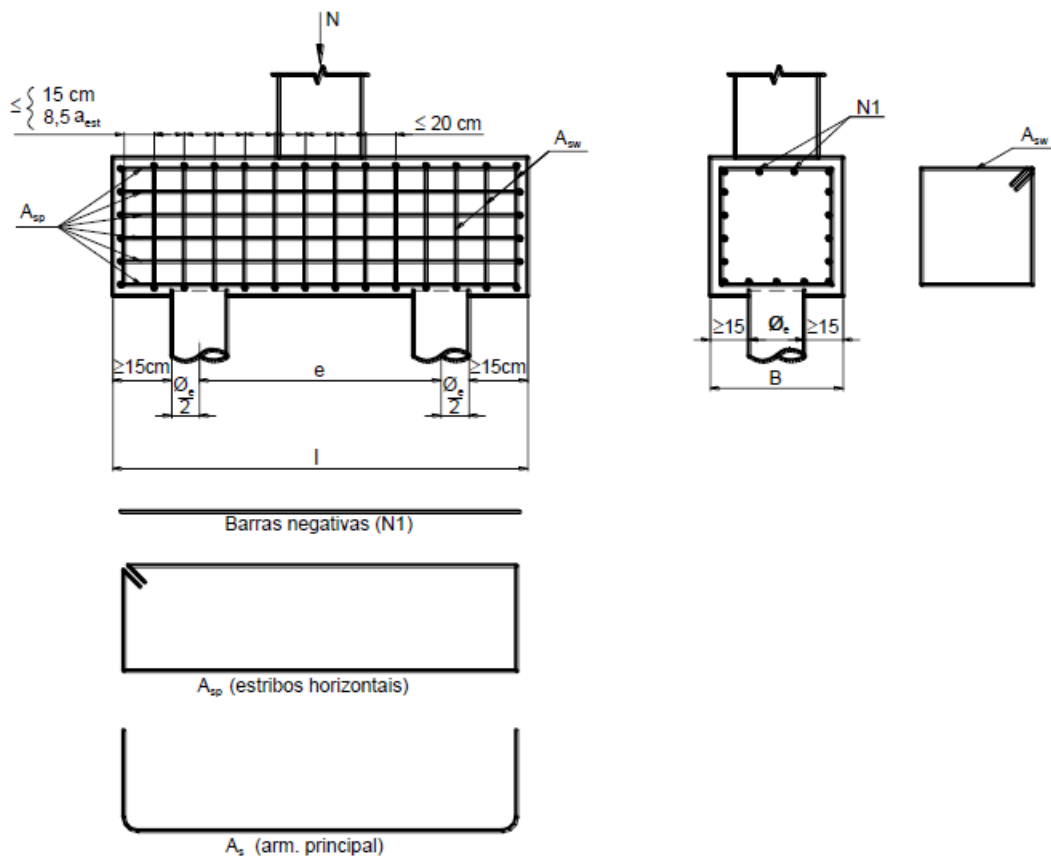
Inicialmente o comprimento de ancoragem ($l_{b,nec}$) não é conhecido, portanto, o comprimento do bloco sobre duas estacas é estimado ao se adotar um diâmetro para a barra da armadura principal e assim definir o comprimento de ancoragem básico (Anexo H), adotando também $\alpha = 0,7$ e o cobrimento (c) da armadura:

$$l_{bl,2} = e - \phi_e + 2(0,7l_b + c + \phi_l)$$

Equação 33

O detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas pode ser observado pela figura abaixo:

Figura 33 - Detalhamento das armaduras: Bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2023).

6.9.2.1. Pilares 20x30

Os pilares que possuem as dimensões de 20x30 cm são: P1; P6; P47; P52. E o pilar que está submetido a maior carga é o P47, com $N_d = 1546,792 \text{ kN}$, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

a) Dimensões do bloco em planta

Para a largura do bloco é considerado:

$$B \geq \phi_e + 2 * 15 \text{ cm} \Rightarrow 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

Para estimar o comprimento do bloco é necessário escolher inicialmente um diâmetro para a armadura principal (A_s). Considerando o diâmetro de 16 mm, no Anexo H encontra-se o comprimento de ancoragem básico $l_b = 53 \text{ cm}$,

para concreto C30, aço CA-50, boa aderência e sem gancho. O comprimento do bloco fica como:

$$l_{bl,2} = e - \phi_e + 2(0,7l_b + c + \phi_l) = 180 - 60 + 2(0,7 * 53 + 5 + 1,6) \\ = 207,4 \text{ cm (adotaria - se 210 cm)}$$

Mas esse resultado não comportou o espaçamento de 180 cm entre as estacas com a soma da distância entre a face externa da estaca e a face externa do bloco (no mínimo 15 cm), e ainda a soma da dos raios das duas estacas. Portanto, o comprimento do bloco será estimado como:

$$A = e + \phi_e + 2 * 15 = 180 + 60 + 2 * 15 = 270 \text{ cm}$$

b) Altura do bloco

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 30 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,419 \left(180 - \frac{30}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(180 - \frac{30}{2} \right) \Rightarrow 69,135 \leq d \leq 117,81 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{1546,792}{\frac{50}{1,15}} \cong 5,34 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{5,34}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 2,66 \text{ barras} \Rightarrow 4\phi 16 (A_{s,e} = 8,04 \text{ cm}^2, \text{ uma barra em cada canto})$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 100 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{cases} \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 100 - 10$$

= 90 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Esses valores ainda necessitam passar pela verificação das bielas, que será vista a seguir:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4K_R f_{cd} = 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 2,85KN/cm^2 = 28,5MPa$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$tg \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{90}{\frac{180}{2} - \frac{30}{4}} \cong 1,091 \Rightarrow \alpha = 47,49^\circ (OK, entre 45 e 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1546,792}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 47,49^\circ} \cong \frac{0,503N}{cm^2}$$

$= 5,03MPa (OK, menor que a tensão limite)$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{1546,792}{(20 * 30) \sin^2 47,49^\circ} \cong 4,744KN/cm^2$$

$= 47,44MPa (Não OK, maior que a tensão limite)$

De acordo com essa verificação, a biela junto ao pilar pode romper devido à tensão atuante ser maior que a resistência do concreto. Então existe a necessidade de se modificar os fatores que influenciam nessa verificação (tipo do concreto, dimensões do pilar, espaçamento entre as estacas, a altura útil do bloco, etc). A princípio, tentaremos modificar o bloco na maior altura útil admissível ($d=117,81$ cm, calculado anteriormente, que resulta em um de 55°).

Segunda tentativa:

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1546,792}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 55^\circ} \cong 0,408KN/cm^2$$

$= 4,08MPa (OK, menor que a tensão limite)$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{1546,792}{(20 * 30) \sin^2 55^\circ} \cong 3,842KN/cm^2$$

$= 38,42MPa (Não OK, maior que a tensão limite)$

Mesmo com o maior valor admissível para a altura útil do bloco (maior α), a tensão atuante ainda é maior que a admissível. Então a próxima modificação escolhida será a de se aumentar o comprimento do pilar (a_p). (No momento ainda não se modificará a espessura do pilar, para que o mesmo ainda permaneça “escondido” nas paredes). Portanto, igualaremos a tensão limite com a tensão atuante junto ao pilar, e então conseguiremos determinar um valor para a_p que resulte em uma tensão admissível para a verificação.

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$1,4K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{1546,792}{(20 * a_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow a_p = 40,44 \text{ cm}$$

Então, considerando que o pilar tenha as dimensões de 20x40,44 cm e ainda a altura útil do bloco seja a máxima admissível, poderemos garantir pela verificação das bielas, que as tensões também são admissíveis.

Por motivos construtivos e pela verificação das bielas, os pilares com as dimensões 20x30 cm serão modificados para pilares de 20x45 cm. E novamente, recalcularemos o item b:

b.1) Altura do bloco

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 45 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,419 \left(180 - \frac{45}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(180 - \frac{45}{2} \right) \Rightarrow 65,99 \leq d \leq 112,46 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{1546,792}{\frac{50}{1,15}} \cong 5,34 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{5,34}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 2,66 \text{ barras} \Rightarrow 4\phi 16 (A_{s,e} = 8,04 \text{ cm}^2, \text{ uma barra em cada canto})$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 110 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{cases} \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 110 - 10$$

= 100 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Esses valores necessitam, novamente, passar pela verificação das bielas, que será vista a seguir:

c.1) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4K_R f_{cd} = 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 2,85KN/cm^2 = 28,5MPa$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$tg \alpha = \frac{\frac{d}{e} - \frac{a_p}{4}}{\frac{180}{2} - \frac{45}{4}} = \frac{100}{\frac{180}{2} - \frac{45}{4}} \cong 1,270 \Rightarrow \alpha = 51,78^\circ (OK, entre 45 e 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd,b,est} &= \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1546,792}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 51,78^\circ} \cong 0,443KN/cm^2 \\ &= 4,43MPa (OK, menor que a tensão limite)\end{aligned}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd,b,pil} &= \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{1546,792}{(20 * 45) \sin^2 51,78^\circ} \cong 2,784KN/cm^2 \\ &= 27,84MPa (OK, menor que a tensão limite)\end{aligned}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal:

$$A_{s,princ} = \frac{1,15N_d}{8df_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1,15 * 1546,792}{8 * 100 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 45) = 16,11cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$\begin{aligned}q &= \frac{A_s}{A_{s,1barra}} = \frac{16,11}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 8,01 \Rightarrow 9 \text{ barras} \\ &9 \phi 16,0mm (18,10cm^2)\end{aligned}$$

Existe um critério para o espaçamento (e) entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: o diâmetro da estaca, garantindo que mais de 85% da armadura de flexão esteja disposta nas faixas das estacas):

- $e < 15 \text{ cm}$

A verificação para o espaçamento (e) é feita por:

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{60}{9 - 1} = 7,50 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK}$$

E também há critérios para a distância livre (dist) entre as barras:

- $\text{dist} \geq 2 \text{ cm}$
- $\text{dist} \geq \text{diâmetro a barra (12,5 mm)}$
- $\text{dist} \geq 1,2 \text{ o diâmetro do agregado (brita 1, considerado } 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm)}$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\text{dist} = e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 7,5 - 1,60 = 5,90 \text{ cm}$$

$$\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK}$$

Portanto temos que:

$$9 \phi 16,0 \text{ mm} / \text{cd } 7,50 \text{ cm}$$

Armadura superior (negativa, na direção das duas estacas):

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2 A_s = 0,2 * 16,11 = 3,222 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_s}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{3,222}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 6,41 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

$$7 \phi 8 \text{ mm } (3,52 \text{ cm}^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: a largura do bloco (B) menos os cobrimentos):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{90 - 5 - 5}{7 - 1} = 13,33 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK}$$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\text{dist} = e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 13,33 - 0,8 = 12,53 \text{ cm}$$

$$\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK}$$

Portanto temos que:

$$7 \phi 8,0mm/cd 13,33cm$$

Armadura de pele (estribos horizontais) e estribos verticais por face, com B=90 cm (largura do bloco):

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\min, face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min, face} = 0,075B = 0,075 * 90 = 6,75cm^2/m$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de 10,0 mm de diâmetro.

Para determinar a quantidade de barras, pode-se simplificarmente utilizar as dimensões do bloco dividida pelo espaçamento (ou também transformar a área em cm²/m para cm², considerando as dimensões do bloco):

Para a **armadura de pele (estribos horizontais)**, com h = 110 cm:

$$\frac{110}{11} = 10 \text{ barras}$$

$$10 \phi 10,0mm (7,85cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual a altura útil menos o cobrimento):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{100 - 5}{10 - 1} = 10,56cm (OK)$$

(maior que 8 cm, menor que 20 cm e menor que 33,33 cm (d/3 = 100/3)).

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\begin{aligned} dist &= e - \frac{\phi_{barra}}{2} - \frac{\phi_{barra}}{2} = e - \phi_{barra} = 10,56 - 1,0 = 9,56 \text{ cm} \\ &\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK} \end{aligned}$$

Portanto temos que:

$$10 \phi 10,0mm/cd 10,56cm$$

Para os **estribos verticais**, com o comprimento do bloco de 270cm:

$$\frac{270}{11} = 24,54 \Rightarrow 25 \text{ barras}$$

$$25 \phi 10mm (19,63cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando ao comprimento do bloco menos os cobrimentos):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{270 - 5 - 5}{25 - 1} = 10,83 \text{ cm (OK)}$$

$$(\text{menor que } 15 \text{ cm, menor que } 26,49 \text{ (} 0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \text{)})$$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\begin{aligned} dist &= e - \frac{\phi_{barra}}{2} - \frac{\phi_{barra}}{2} = e - \phi_{barra} = 10,83 - 1,0 = 9,83 \text{ cm} \\ &\geq 2 \text{ cm; } 1 \text{ cm; } 2,28 \text{ cm OK} \end{aligned}$$

Portanto temos que:

$$25 \phi 10,0 \text{ mm/cd } 10,83 \text{ cm}$$

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$$A_{s,princ}(N3) = 9 \phi 16,0 \text{ mm/cd } 7,50;$$

$A_{s,sup}(N1) = 7 \phi 8,0 \text{ mm/cd } 13,33 \text{ cm}$; foram consideradas 5 barras, pois as 2 barras na extremidade coincidem com os estribos horizontais $A_{sp}(N2)$.

$$A_{sp}(N2) = 10 \phi 10,0 \text{ mm/cd } 10,56 \text{ cm};$$

$$A_{sw}(N4) = 25 \phi 10,0 \text{ mm/cd } 10,83 \text{ cm};$$

Para a ancoragem da armadura principal, o comprimento de ancoragem básico pode ser determinado pelo Anexo H. Na coluna sem gancho, considerando concreto C30, aço CA-50, diâmetro da barra de 16,0mm e região de boa aderência, encontra-se o comprimento de ancoragem (l_b) básico de 53 cm. Com $\alpha = 0,7$, para considerar o gancho que será feito nas extremidades das barras, o comprimento de ancoragem necessário é:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 * 53 \frac{16,11}{18,10} = 33,02 \text{ cm}$$

Com cobrimento da armadura de 5 cm e distância de 110 cm da face interna da estaca à extremidade do bloco, o comprimento de ancoragem efetivo ou útil é:

$$l_{b,ef} = 110 - c - \phi_l = 110 - 5 - 0,8 = 104,2 \text{ cm (OK, maior que } l_{b,nec} \text{)}$$

De acordo com o Anexo F, o comprimento do gancho vertical deve ter no mínimo de:

$$8\phi = 8 * 1,6 = 12,8 \text{ cm}$$

Mas será adotado o comprimento do gancho que se estende até a superfície superior do bloco:

$$h - \text{penetração da estaca no bloco} - \text{cobrimento} - \phi_l = 110 - 10 - 5 - 0,8 \\ = 94,2 \text{ cm}$$

E o comprimento total da armadura principal também pode ser calculado com as informações do Anexo F, considerando como Gancho Tipo C:

$$L_{tot} = 2TR + L1 + 0,571\phi_{dob} - 0,429\phi$$

Equação 34

$$L_{tot} = 2 * 94,2 + (270 - 5 - 5 - 1 - 1) + 0,571 * (5 * 1,6) - 0,429 * 1,6 \\ \cong 450,28 \text{ cm}$$

Por fim, a armadura superior (N1) será composta por 5 barras retas com um estribo N2. Os estribos N2 ficam dentro dos estribos N4, e os ganchos das barras N3 ficam internos aos estribos N2, e para que assim ocorram os comprimentos das barras e ramos dos estribos. Os detalhamentos podem ser observados no Apêndice D.

6.9.2.2. Pilares 20x35

Os pilares que possuem as dimensões de 20x35 cm são: P16; P21; P32; P37. E o pilar que está submetido a maior carga é o P16, com $N_d = 1822,538$ kN, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Mas antes de iniciarmos o dimensionamento do bloco, faremos a verificação das bielas, pois no item anterior (Pilares 20x30) foi necessária a mudança das dimensões dos pilares para 20x45. A verificação será feita com o ângulo de inclinação das bielas de concreto de valor de 55° (maior altura útil do bloco possível). Se o resultado das tensões atuantes for aceitável, continuaremos o dimensionamento do bloco normalmente, caso o contrário ocorra, os pilares serão redimensionados para que então se inicie o dimensionamento do bloco.

a) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4K_R f_{cd} = 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 2,85 \text{ KN/cm}^2 = 28,5 \text{ MPa}$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} = \frac{1822,538}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 55^\circ} \cong 0,480 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 4,80 \text{ MPa} (OK, \text{menor que a tensão limite})$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{1822,538}{(20 * 35) \sin^2 55^\circ} \cong 3,880 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 38,80 \text{ MPa} (N\tilde{a}o OK, \text{maior que a tensão limite})$$

Dessa forma, mesmo com o maior valor admissível para a altura útil do bloco (maior α), a tensão atuante ainda é maior que a admissível. Então a modificação escolhida será a de se aumentar o comprimento do pilar (a_p). Portanto, igualaremos a tensão limite com a tensão atuante junto ao pilar, e então conseguiremos determinar um valor para a_p que resulte em uma tensão admissível para a verificação.

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$1,4K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{1822,538}{(20 * a_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow a_p = 47,65 \text{ cm}$$

Então, considerando que o pilar tenha as dimensões de 20x47,65 cm e ainda a altura útil do bloco seja a máxima admissível, poderemos garantir pela verificação das bielas, que as tensões também são admissíveis.

Por motivos construtivos e pela verificação das bielas, os pilares com as dimensões 20x35 cm serão modificados para pilares de 20x50 cm. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Dimensões do bloco em planta

Para a largura do bloco é considerado:

$$B \geq \phi_e + 2 * 15 \text{ cm} \Rightarrow 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

Para estimar o comprimento do bloco é necessário escolher inicialmente um diâmetro para a armadura principal (A_s). Considerando o diâmetro de 16 mm, no Anexo H encontra-se o comprimento de ancoragem básico $l_b = 53 \text{ cm}$, para concreto C30, aço CA-50, boa aderência e sem gancho. O comprimento do bloco fica como:

$$l_{bl,2} = e - \phi_e + 2(0,7l_b + c + \phi_l) = 180 - 60 + 2(0,7 * 53 + 5 + 1,6)$$

$$= 207,4 \text{ cm} (\text{adotaria - se } 210 \text{ cm})$$

Mas esse resultado não comportou o espaçamento de 180 cm entre as estacas com a soma da distância entre a face externa da estaca e a face

externa do bloco (no mínimo 15 cm), e ainda a soma da dos raios das duas estacas. Portanto, o comprimento do bloco será estimado como:

$$A = e + \phi_e + 2 * 15 = 180 + 60 + 2 * 15 = 270 \text{ cm}$$

c) Altura do bloco

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 50 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,419 \left(180 - \frac{50}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(180 - \frac{50}{2} \right) \Rightarrow 64,945 \leq d \leq 110,67 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{1822,538}{\frac{50}{1,15}} \cong 6,29 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{6,29}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 3,13 \text{ barras} \Rightarrow 4\phi 16 (A_{s,e} = 8,04 \text{ cm}^2, \text{ uma barra em cada canto})$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 120 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{cases} \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 120 - 10$$

= 110 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Esses valores ainda necessitam passar pela verificação das bielas:

a.1) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4 K_R f_{cd} = 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 2,85 \text{ KN/cm}^2 = 28,5 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{110}{\frac{180}{2} - \frac{50}{4}} \cong 1,419 \Rightarrow \alpha = 54,83^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,est} &= \frac{N_d}{2A_e \operatorname{sen}^2 \alpha} = \frac{1822,538}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \operatorname{sen}^2 54,83^\circ} \cong 0,482 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 4,82 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,pil} &= \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha} = \frac{1822,538}{(20 * 50) \operatorname{sen}^2 54,83^\circ} \cong 2,727 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 27,27 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal:

$$A_{s,princ} = \frac{1,15 N_d}{8 d f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1,15 * 1822,538}{8 * 110 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 50) = 16,98 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_s}{A_{s,1barra}} = \frac{16,98}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 8,44 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$$9 \phi 16,0 \text{ mm } (18,10 \text{ cm}^2)$$

Para o espaçamento (e) entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: o diâmetro da estaca, garantindo que mais de 85% da armadura de flexão esteja disposta nas faixas das estacas):

- $e < 15 \text{ cm}$

A verificação para o espaçamento (e) é feita por:

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{9 - 1} = 7,50 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK}$$

E também há critérios para a distância livre (dist) entre as barras:

- $\text{dist} \geq 2 \text{ cm}$

- $\text{dist} \geq \text{diâmetro a barra (12,5 mm)}$
- $\text{dist} \geq 1,2 \text{ o diâmetro do agregado (brita 1, considerado } 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm)}$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\text{dist} = e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 7,5 - 1,60 = 5,90 \text{ cm}$$

$$\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK}$$

Portanto temos que:

$$9 \phi 16,0 \text{ mm/cd } 7,50 \text{ cm}$$

Armadura superior (negativa, na direção das duas estacas):

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2A_s = 0,2 * 16,98 = 3,396 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_s}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{3,396}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 6,76 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

$$7 \phi 8 \text{ mm } (3,52 \text{ cm}^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: a largura do bloco (B) menos os cobrimentos):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{90 - 5 - 5}{7 - 1} = 13,33 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK}$$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\text{dist} = e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 13,33 - 0,8 = 12,53 \text{ cm}$$

$$\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK}$$

Portanto temos que:

$$7 \phi 8,0 \text{ mm/cd } 13,33 \text{ cm}$$

Armadura de pele (estribos horizontais) e estribos verticais por face,
com B=90 cm (largura do bloco):

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\text{mín,face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{mín,face}} = 0,075B = 0,075 * 90 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de 10,0 mm de diâmetro.

Para determinar a quantidade de barras, pode-se simplificarmente utilizar as dimensões do bloco dividida pelo espaçamento (ou também transformar a área em cm^2/m para cm^2 , considerando as dimensões do bloco):

Para a **armadura de pele (estribos horizontais)**, com $h = 120 \text{ cm}$:

$$\frac{120}{11} = 10,91 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

$$11 \phi 10,0\text{mm} (8,64\text{cm}^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual a altura útil menos o cobrimento):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{110 - 5}{11 - 1} = 10,50\text{cm} (OK)$$

(maior que 8 cm, menor que 20 cm e menor que 36,67 cm ($d/3 = 110/3$)).

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\begin{aligned} \text{dist} &= e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 10,50 - 1,0 = 9,50 \text{ cm} \\ &\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK} \end{aligned}$$

Portanto temos que:

$$11 \phi 10,0\text{mm}/cd 10,50\text{cm}$$

Para os **estribos verticais**, com comprimento do bloco de 270cm:

$$\frac{270}{11} = 24,54 \Rightarrow 25 \text{ barras}$$

$$25 \phi 10,0\text{mm} (19,63\text{cm}^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando ao comprimento do bloco menos os cobrimentos):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{270 - 5 - 5}{25 - 1} = 10,83\text{cm} (OK)$$

$$(\text{menor que } 15 \text{ cm, menor que } 26,49 (0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e))$$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\begin{aligned} \text{dist} &= e - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = e - \phi_{\text{barra}} = 10,83 - 1,0 = 9,83 \text{ cm} \\ &\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK} \end{aligned}$$

Portanto temos que:

$$25 \phi 10,0mm/cd 10,83cm$$

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$$A_{s,princ}(N3) = 9 \phi 16,0mm/cd 7,50 cm$$

$A_{s,sup}(N1) = 7 \phi 8,0mm/cd 13,33cm$; foram consideradas 5 barras, pois as 2 barras na extremidade coincidem com os estribos horizontais $A_{sp}(N2)$.

$$A_{sp}(N2) = 11 \phi 10,0mm/cd 10,50cm;$$

$$A_{sw}(N4) = 25 \phi 10,0mm/cd 10,83cm;$$

Para a ancoragem da armadura principal, o comprimento de ancoragem básico pode ser determinado pelo Anexo H. Na coluna sem gancho, considerando concreto C30, aço CA-50, diâmetro da barra de 16,0mm e região de boa aderência, encontra-se o comprimento de ancoragem (l_b) básico de 53 cm. Com $\alpha = 0,7$, para considerar o gancho que será feito nas extremidades das barras, o comprimento de ancoragem necessário é:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 * 53 \frac{16,98}{18,10} = 34,80cm$$

Com cobrimento da armadura de 5 cm e distância de 120 cm da face interna da estaca à extremidade do bloco, o comprimento de ancoragem efetivo ou útil é:

$$l_{b,ef} = 120 - c - \phi_l = 120 - 5 - 0,8 = 114,2cm \text{ (OK, maior que } l_{b,nec})$$

De acordo com o Anexo F, o comprimento do gancho vertical deve ter no mínimo de:

$$8\phi = 8 * 1,6 = 12,8cm$$

Mas será adotado o comprimento do gancho que se estende até a superfície superior do bloco:

$$h - \text{penetração da estaca no bloco} - \text{cobrimento} - \phi_l = 120 - 10 - 5 - 0,8 = 104,2 cm$$

E o comprimento total da armadura principal também pode ser calculado com as informações do Anexo F, considerando como Gancho Tipo C:

$$L_{tot} = 2 * 104,2 + (270 - 5 - 5 - 1 - 1) + 0,571 * (5 * 1,6) - 0,429 * 1,6 \cong 470,28cm$$

Por fim, a armadura superior (N1) será composta por 5 barras retas com um estribo N2. Os estribos N2 ficam dentro dos estribos N4, e os ganchos das

barras N3 ficam internos aos estribos N2, e para que assim ocorram os comprimentos das barras e ramos dos estribos. Os detalhamentos podem ser observados no Apêndice E.

6.9.2.3. Pilares 20x40

Os pilares que possuem as dimensões de 20x40 cm são: P2 e P5. E o pilar que está submetido a maior carga é o P2, com $N_d = 2259,909$ kN, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

E de forma semelhante ao item anterior, primeiramente, faremos a verificação das bielas com o maior ângulo de inclinação das bielas de concreto 55° :

a) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4K_R f_{cd} = 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 2,85 \text{ kN/cm}^2 = 28,5 \text{ MPa}$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,est} &= \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} = \frac{2259,909}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 55^\circ} \cong 0,596 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 5,96 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,pil} &= \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{2259,909}{(20 * 40) \sin^2 55^\circ} \cong 4,210 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 42,10 \text{ MPa (Não OK, maior que a tensão limite)} \end{aligned}$$

E novamente, foi verificado que mesmo com o maior valor admissível para o ângulo de inclinação das bielas de concreto (e maior altura útil do bloco), a tensão atuante é maior que a admissível. Então, calcularemos algum comprimento de pilar que resulte em uma tensão admissível para a verificação:

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$1,4K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{2259,909}{(20 * a_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow a_p = 59,09 \text{ cm}$$

Então, considerando que o pilar tenha as dimensões de 20x59,09 cm e ainda a altura útil do bloco seja a máxima admissível, poderemos garantir pela verificação das bielas, que as tensões também são admissíveis.

Por motivos construtivos e pela verificação das bielas, os pilares com as dimensões 20x40 cm serão modificados para pilares de 20x60 cm. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Dimensões do bloco em planta

Para a largura do bloco é considerado:

$$B \geq \phi_e + 2 * 15\text{cm} \Rightarrow 60 + 2 * 15 = 90\text{ cm}$$

Para estimar o comprimento do bloco é necessário escolher inicialmente um diâmetro para a armadura principal (A_s). Considerando o diâmetro de 16 mm, no Anexo H encontra-se o comprimento de ancoragem básico $l_b = 53\text{ cm}$, para concreto C30, aço CA-50, boa aderência e sem gancho. O comprimento do bloco fica como:

$$\begin{aligned} l_{bl,2} &= e - \phi_e + 2(0,7l_b + c + \phi_l) = 180 - 60 + 2(0,7 * 53 + 5 + 1,6) \\ &= 207,4\text{ cm (adotaria - se } 210\text{ cm)} \end{aligned}$$

Mas esse resultado não comportou o espaçamento de 180 cm entre as estacas com a soma da distância entre a face externa da estaca e a face externa do bloco (no mínimo 15 cm), e ainda a soma da dos raios das duas estacas. Portanto, o comprimento do bloco será estimado como:

$$A = e + \phi_e + 2 * 15 = 180 + 60 + 2 * 15 = 270\text{ cm}$$

c) Altura do bloco

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 60 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,419 \left(180 - \frac{60}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(180 - \frac{60}{2} \right) \Rightarrow 62,85 \leq d \leq 107,1\text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{2259,909}{\frac{50}{1,15}} \cong 7,80\text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{7,80}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 3,88\text{ barras} \Rightarrow 4\phi 16 (A_{s,e} = 8,04\text{ cm}^2, \text{ uma barra em cada canto})$$

$$l_b = 33,4 * 1,6 = 53,44\text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 115 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{array} \right. \text{aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 115 - 10$$

= 105 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Esses valores ainda necessitam passar pela verificação das bielas:

a.1) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4 K_R f_{cd} = 1,4 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 2,85 \text{ kN/cm}^2 = 28,5 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{105}{\frac{180}{2} - \frac{60}{4}} \cong 1,40 \Rightarrow \alpha = 54,46^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,est} &= \frac{N_d}{2 A_e \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2259,909}{2 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \text{sen}^2 54,46^\circ} \cong 0,604 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 6,04 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,pil} &= \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2259,909}{(20 * 60) \text{sen}^2 54,46^\circ} \cong 2,844 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 28,44 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal:

$$A_{s,princ} = \frac{1,15 N_d}{8 d f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{1,15 * 2259,909}{8 * 105 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 60) = 21,35 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_s}{A_{s,1barra}} = \frac{16,98}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 10,62 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

$$11 \phi 16,0mm (22,12cm^2)$$

Para o espaçamento (e) entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: o diâmetro da estaca, garantindo que mais de 85% da armadura de flexão esteja disposta nas faixas das estacas):

- $e < 15 \text{ cm}$

A verificação para o espaçamento (e) é feita por:

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{11 - 1} = 6,00cm < 15 \text{ cm OK}$$

E também há critérios para a distância livre (dist) entre as barras:

- $\text{dist} \geq 2 \text{ cm}$
- $\text{dist} \geq \text{diâmetro a barra} (12,5 \text{ mm})$
- $\text{dist} \geq 1,2 \text{ o diâmetro do agregado (brita 1, considerado } 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm)}$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\text{dist} = e - \frac{\phi_{barra}}{2} - \frac{\phi_{barra}}{2} = e - \phi_{barra} = 6,00 - 1,60 = 4,40 \text{ cm}$$

$$\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK}$$

Portanto temos que:

$$11 \phi 16,0mm/cd 6,00 \text{ cm}$$

Armadura superior (negativa, na direção das duas estacas):

$$A_{s,sup} = 0,2A_s = 0,2 * 21,35 = 4,27cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_s}{A_{s,1barra}} = \frac{4,27}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 8,49 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$$9 \phi 8mm (4,52cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa (f) como sendo: a largura do bloco (B) menos os cobrimentos):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade\ de\ barras\ (q) - 1} = \frac{90 - 5 - 5}{9 - 1} = 10,00cm < 15\ cm\ OK$$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$dist = e - \frac{\phi_{barra}}{2} - \frac{\phi_{barra}}{2} = e - \phi_{barra} = 10,00 - 0,8 = 9,20\ cm$$

$$\geq 2\ cm; 1\ cm; 2,28\ cm\ OK$$

Portanto temos que:

$$9\ \phi\ 8,0mm/cd\ 10,00cm$$

Armadura de pele (estribos horizontais) e estribos verticais por face, com B=90 cm (largura do bloco):

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\min, face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min, face} = 0,075B = 0,075 * 90 = 6,75cm^2/m$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de 10,0 mm de diâmetro.

Para determinar a quantidade de barras, pode-se simplificarmente utilizar as dimensões do bloco dividida pelo espaçamento (ou também transformar a área em cm²/m para cm², considerando as dimensões do bloco):

Para a **armadura de pele (estribos horizontais)**, com h = 115 cm:

$$\frac{115}{11} = 10,45 \Rightarrow 11\ barras$$

$$11\ \phi\ 10,0mm\ (8,64cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual a altura útil menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade\ de\ barras\ (q) - 1} = \frac{105 - 5}{11 - 1} = 10,00cm\ (OK)$$

(maior que 8 cm, menor que 20 cm e menor que 35,00 cm (d/3 = 105/3).

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$dist = e - \frac{\phi_{barra}}{2} - \frac{\phi_{barra}}{2} = e - \phi_{barra} = 10,00 - 1,0 = 9,00\ cm$$

$$\geq 2\ cm; 1\ cm; 2,28\ cm\ OK$$

Portanto temos que:

$$11\ \phi\ 10,0mm/cd\ 10,00cm$$

Para os **estribos verticais**, com comprimento do bloco de 270cm:

$$\frac{270}{11} = 24,54 \Rightarrow 25 \text{ barras}$$

$$25 \phi 10,0\text{mm} (19,63\text{cm}^2)$$

E o espaçamento entre as barras (considerando ao comprimento do bloco menos os cobrimentos):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{270 - 5 - 5}{25 - 1} = 10,83\text{cm} (OK)$$

$$(\text{menor que } 15 \text{ cm, menor que } 26,49 (0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e))$$

E a verificação para a distância livre (dist) é feita por:

$$\begin{aligned} dist &= e - \frac{\phi_{barra}}{2} - \frac{\phi_{barra}}{2} = e - \phi_{barra} = 10,83 - 1,0 = 9,83 \text{ cm} \\ &\geq 2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 2,28 \text{ cm OK} \end{aligned}$$

Portanto temos que:

$$25 \phi 10,0\text{mm}/cd 10,83\text{cm}$$

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$$A_{s,princ}(N3) = 11 \phi 16,0\text{mm}/cd 6,00 \text{ cm};$$

$A_{s,sup}(N1) = 9 \phi 8,0\text{mm}/cd 10,00\text{cm}$; foram consideradas 7 barras, pois as 2 barras na extremidade coincidem com os estribos horizontais $A_{sp}(N2)$.

$$A_{sp}(N2) = 11 \phi 10,0\text{mm}/cd 10,00\text{cm};$$

$$A_{sw}(N4) = 25 \phi 10,0\text{mm}/cd 10,83\text{cm};$$

Para a ancoragem da armadura principal, o comprimento de ancoragem básico pode ser determinado pelo Anexo H. Na coluna sem gancho, considerando concreto C30, aço CA-50, diâmetro da barra de 16,0mm e região de boa aderência, encontra-se o comprimento de ancoragem (l_b) básico de 53 cm. Com $\alpha = 0,7$, para considerar o gancho que será feito nas extremidades das barras, o comprimento de ancoragem necessário é:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 * 53 \frac{21,35}{22,12} = 35,81\text{cm}$$

Com cobrimento da armadura de 5 cm e distância de 120 cm da face interna da estaca à extremidade do bloco, o comprimento de ancoragem efetivo ou útil é:

$$l_{b,ef} = 120 - c - \phi_l = 120 - 5 - 0,8 = 114,2cm \text{ (OK, maior que } l_{b,nec})$$

De acordo com o Anexo F, o comprimento do gancho vertical deve ter no mínimo de:

$$8\phi = 8 * 1,6 = 12,8cm$$

Mas será adotado o comprimento do gancho que se estende até a superfície superior do bloco:

$$h - \text{penetração da estaca no bloco} - \text{cobrimento} - \phi_l = 115 - 10 - 5 - 0,8 = 99,2 \text{ cm}$$

E o comprimento total da armadura principal também pode ser calculado com as informações do Anexo F, considerando como Gancho Tipo C:

$$L_{tot} = 2 * 99,2 + (270 - 5 - 5 - 1 - 1) + 0,571 * (5 * 1,6) - 0,429 * 1,6 \cong 460,28cm$$

Por fim, a armadura superior (N1) será composta por 7 barras retas com um estribo N2. Os estribos N2 ficam dentro dos estribos N4, e os ganchos das barras N3 ficam internos aos estribos N2, e para que assim ocorram os comprimentos das barras e ramos dos estribos. Os detalhamentos podem ser observados no Apêndice F.

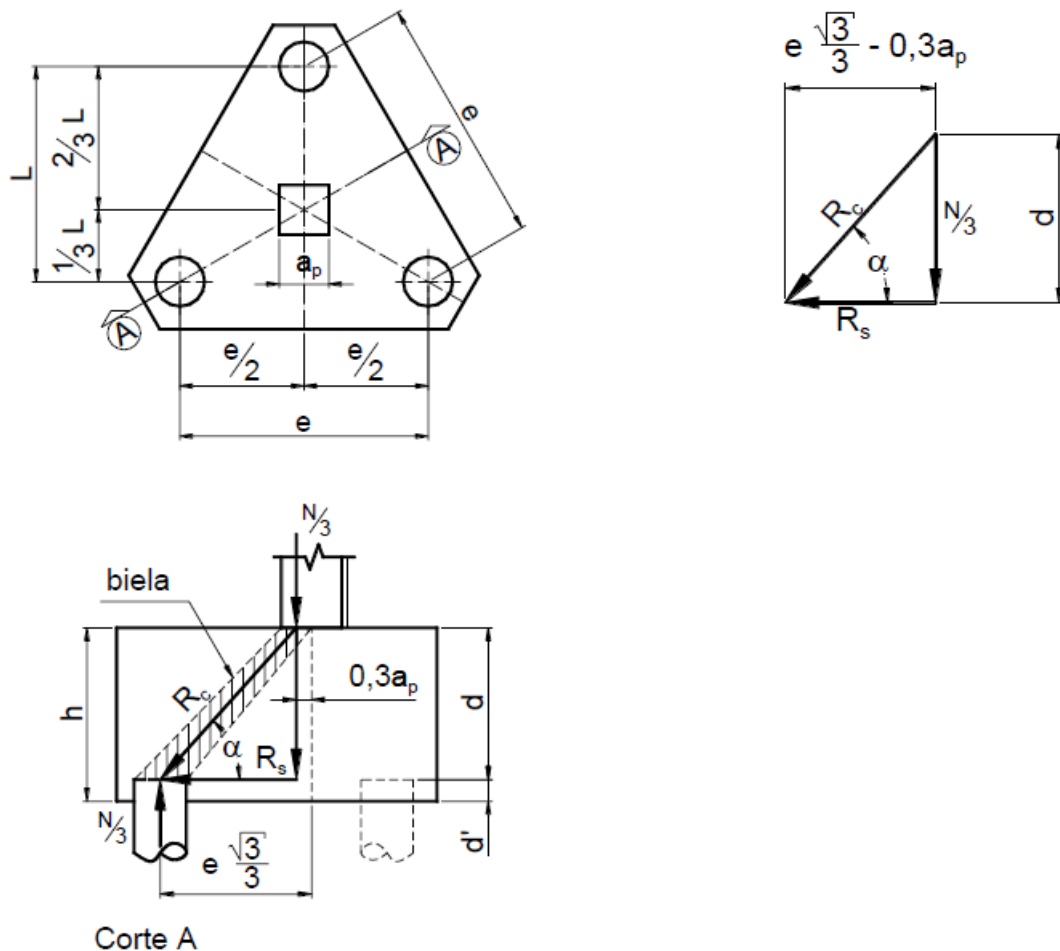
6.9.3. BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS.

O pilar é suposto como de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco. Para pilares retangulares, pode-se adotar um pilar de seção quadrada com área equivalente. A análise do esquema de forças é baseada nas medianas do triângulo formado.

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p}$$

Equação 35

Figura 34 - Esquema de forças para bloco sobre três estacas.



Fonte: Bastos (2023).

Do esquema de forças são definidas as forças de tração e de compressão na direção das medianas do triângulo formado (considerando os centros das estacas como vértices do triângulo):

$$\tan \alpha = \frac{N/3}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \Rightarrow R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right)$$

Equação 36

$$\sen \alpha = \frac{N}{3R_c} \Rightarrow R_c = \frac{N}{3 \sen \alpha}$$

Equação 37

A altura útil (d) indicada por Blevot, ao utilizar α entre os ângulos de 40° e 55° resultam nos seguintes limites:

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p)$$

Equação 38

A altura do bloco (h) continua sendo calculada por (similar ao bloco sobre 2 estacas):

$$h = d + d'$$

Sendo que d' deve ser maior igual a (similar ao bloco sobre 2 estacas):

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases}, \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

E de forma análoga ao indicado para o bloco sobre duas estacas, deve-se verificar as bielas. Lembrando que é modificado, devido ao número de estacas:

No pilar:

$$A_b = \frac{A_p}{3} \sen \alpha$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{3 \sen \alpha \frac{A_p}{3} \sen \alpha} = \frac{N_d}{A_p \sen^2 \alpha}$$

Equação 39

Na estaca:

$$A_b = A_e \sen \alpha$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 \sen \alpha A_e \sen \alpha} = \frac{N_d}{3 A_e \sen^2 \alpha}$$

Equação 40

E a tensão máxima, ou última, adotada por Blevot é dada por ($0,9 \leq K_R \leq 0,95$):

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 K_R * f_{cd}$$

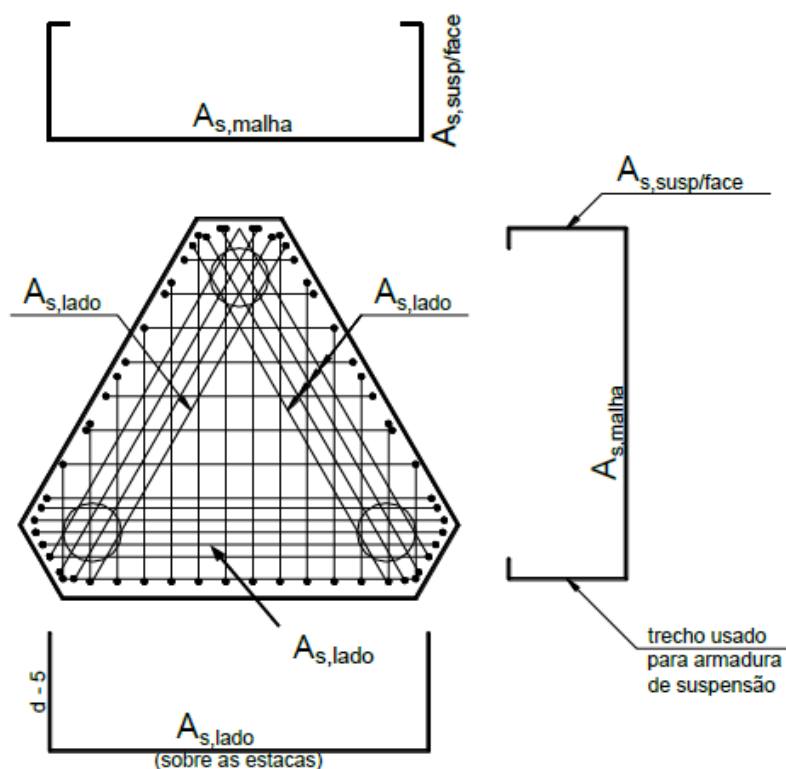
Equação 41

De forma semelhante ao bloco sobre duas estacas, a condição de segurança será atendida se:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad e \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

O arranjo ou o posicionamento da armadura principal nos blocos sobre três estacas, que segue a recomendação da NBR 6118, possui a armadura principal paralela aos lados (dispostas na direção dos eixos das estacas) e uma malha ortogonal. Esse arranjo apresenta menor fissuração e maior economia que outros arranjos diferentes, e é a configuração mais usada no Brasil. (Bastos, 2023).

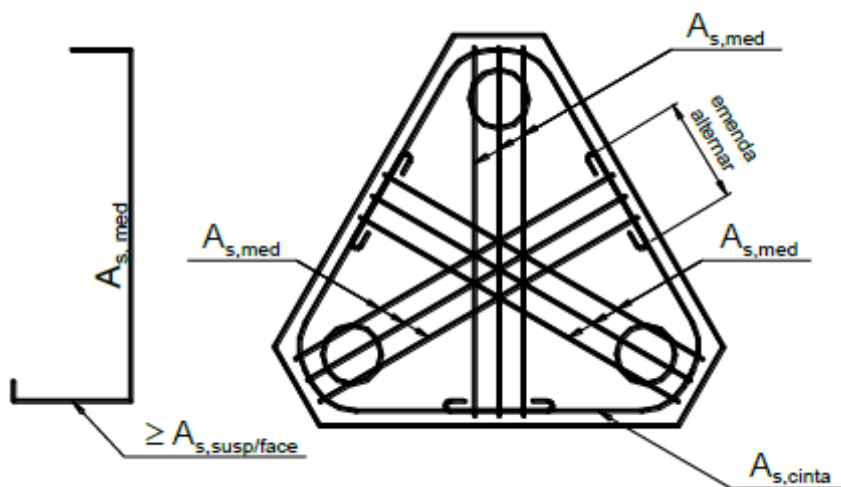
Figura 35 - Arranjo de armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal - Bloco sobre três estacas.



Fonte: Bastos (2023).

Alguns anos atrás o arranjo com armaduras na direção das medianas e de cintamento paralelo aos lados foi muito utilizado, mas ele tem a desvantagem da superposição dos três feixes de barras, no centro do bloco, além de poder ocorrer fissuração nas faces laterais, devido a falta de apoio nas extremidades das barras medianas (armadura em vazio). E ainda, esse arranjo não atende a recomendação da NBR 6118, de que pelo menos 85% da armadura de flexão dever ser disposta nas faixas definidas pelas estacas. (Bastos, 2023). Com essas considerações, foi decidido não utilizar tal arranjo.

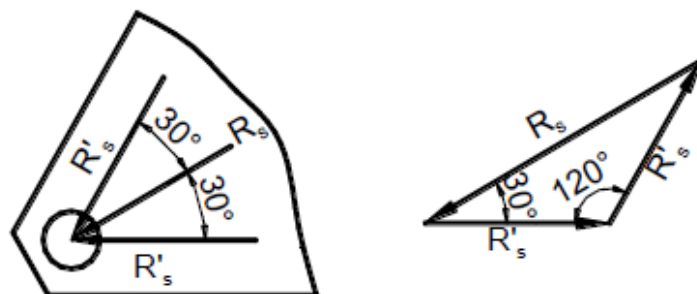
Figura 36 - Arranjo de armaduras na direção das medianas e paralelas aos lados - Bloco sobre três estacas.



Fonte: Bastos (2023).

Para a determinação da armadura sobre os eixos das estacas é necessário determinar a componente da força R_s (atuante na direção das medianas do triângulo) na direção dos eixos das estacas (R'_s).

Figura 37 - Decomposição da força de tração (R_s) na direção dos eixos das estacas.



Fonte: Bastos (2023).

Utilizando a Lei dos senos, tem-se:

$$\frac{R_s}{\sin 120^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 30^\circ} \Rightarrow R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3}$$

E lembrando a equação 35, pode-se equacionar a armadura paralela aos lados do bloco:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27df_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p)$$

Equação 42

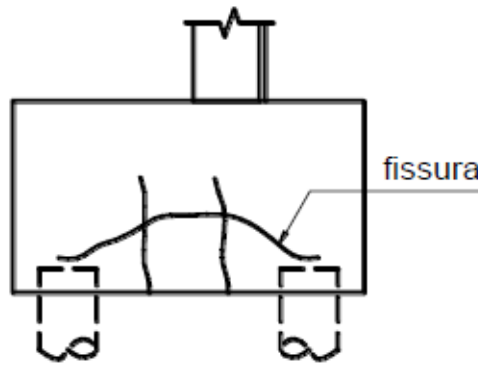
A NBR 6118 prevê independentemente da armadura principal de flexão, o uso da armadura positiva adicional para controlar a fissuração. Essa armadura pode ser uniformemente distribuída em malha, em duas direções ortogonais correspondente a 20% do total das forças de tração em cada uma delas. Portanto, a armadura em malha, de barras em duas direções, pode ser:

$$A_{s,malha} = 0,2 * A_{s,lado} \geq A_{s,susp,face} \text{ (em cada direção)}$$

Equação 43

A armadura de suspensão ($A_{s,susp,face}$) possui a função de evitar fissuração das regiões entre as estacas, que pode ocorrer pelo fato de formarem-se bielas de concreto comprimido que transferem cargas do pilar para as regiões inferiores do bloco, entre as estacas, e que se apoiam nas armaduras paralelas aos lados. Assim, surgem tensões de tração que devem ser resistidas por esta armadura de suspensão, a qual suspende essas tensões para as regiões superiores do bloco, e que dessas regiões são transmitidas para as estacas. (Bastos, 2023).

Figura 38 - Fissuração que exige armadura de suspensão



Fonte: Bastos (2023).

A NBR 6118 também prevê que se for utilizada armadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes a altura do bloco, deve ser usada a armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

De modo geral, a armadura de suspensão, independentemente da quantidade de armadura de distribuição e do espaçamento entre as estacas, pode ser determinada por:

$$A_{s,susp/tot} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}}, \quad n_e = \text{número de estacas}$$

Portanto, a armadura de suspensão para bloco sobre três estacas, por face do bloco é:

$$A_{s,susp/face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3}$$

Equação 44

A armadura superior, em cada direção da malha, é dada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,sup} = 0,2A_s$$

Equação 45

E em cada face vertical lateral do bloco deve ser colocada a armadura de pele, na forma de estribos ou simplesmente barras horizontais, com a finalidade de reduzir a abertura de possíveis fissuras, sendo:

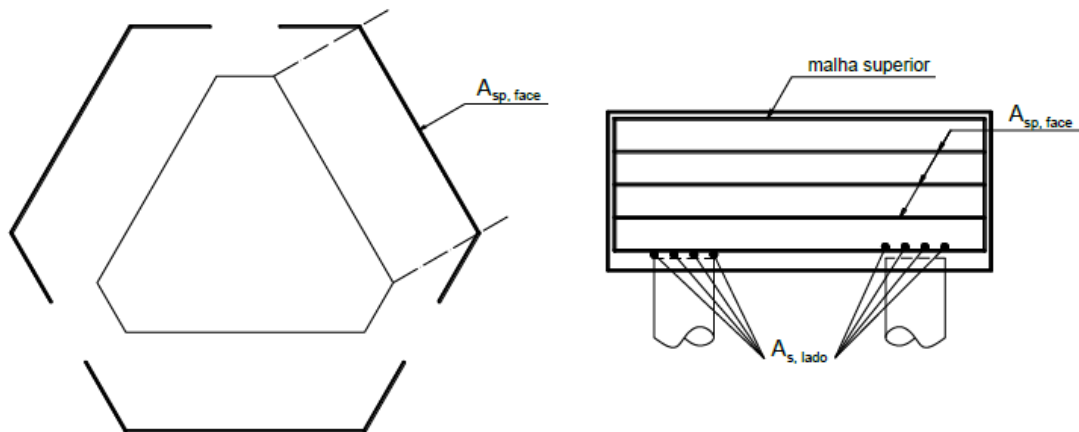
$$A_{sp,face} = \frac{1}{8}A_{s,total}, \quad \text{com } A_{s,total} = 3A_{s,lado} = \text{armadura principal total}$$

Equação 46

E assim como para o bloco sobre duas estacas, existem recomendações para o espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm}$$

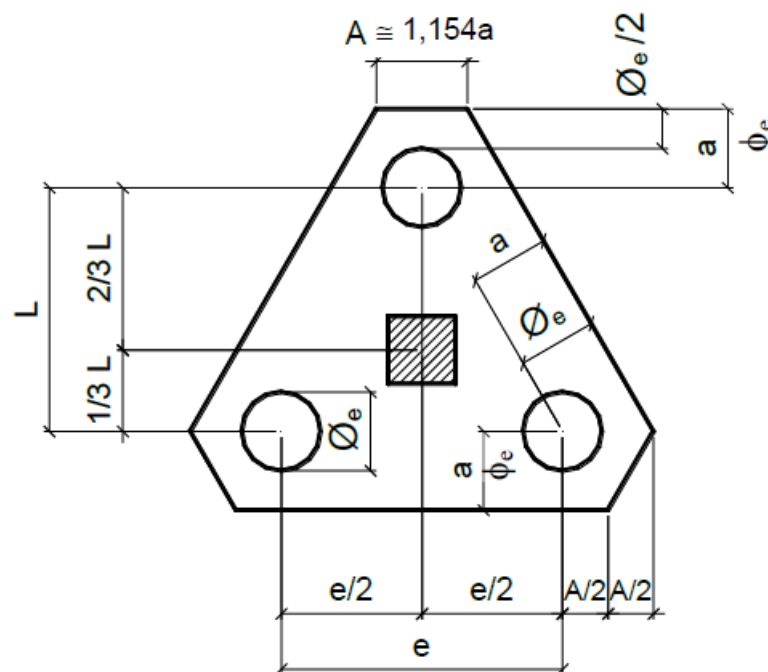
Figura 39 - Armadura de pele para bloco sobre três estacas.



Fonte: Bastos (2023).

Por fim, Campos (2015) sugestiona as seguintes dimensões do bloco sobre três estacas:

Figura 40 - Sugestão das dimensões para bloco sobre três estacas.



Fonte: Bastos (2023).

6.9.3.1. Pilares 20x45

Os pilares que possuem as dimensões de 20x45 cm são: P8, P13, P48 e P51. E o pilar que está submetido a maior carga é o P8, com $N_d = 2535,695$

kN, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

E de forma semelhante aos cálculos realizados com o bloco sobre duas estacas, faremos a verificação das bielas com o maior ângulo de inclinação das bielas de concreto 55°:

a) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75K_R f_{cd} = 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 3,562 \text{ kN/cm}^2 = 35,62 \text{ MPa}$$

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 45} = 30 \text{ cm}$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,est} &= \frac{N_d}{3A_e \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2535,695}{3 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \text{sen}^2 55^\circ} \cong 0,446 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 4,46 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,pil} &= \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2535,695}{(30 * 30) \text{sen}^2 55^\circ} \cong 4,199 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 41,99 \text{ MPa (Não OK, maior que a tensão limite)} \end{aligned}$$

Mesmo com o maior valor admissível para o ângulo de inclinação das bielas de concreto (e maior altura útil do bloco), a tensão atuante é maior que a admissível. Então, calcularemos algum comprimento de pilar que resulte em uma tensão admissível para a verificação:

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$1,75K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \Rightarrow 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{2535,695}{(20 * b_p) \text{sen}^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 53,04 \text{ cm}$$

Então, considerando que o pilar tenha as dimensões de 20x53,04 cm e ainda a altura útil do bloco seja a máxima admissível, poderemos garantir pela verificação das bielas, que as tensões também são admissíveis.

Por motivos construtivos e pela verificação das bielas, os pilares com as dimensões 20x45 cm serão modificados para pilares de 20x55 cm. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão as sugestionadas por Campos (2015), mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 55} = 33,17 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 33,17 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p) = 78,93 \leq d \leq 134,27 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{2535,695}{\frac{50}{1,15}} \cong 8,75 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{8,75}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4}\right)} \cong 4,35 \text{ barras} \Rightarrow 6\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 12,06 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 140 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \frac{a_{est}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \right. \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 140 - 10$$

= 130 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Esses valores ainda necessitam passar pela verificação das bielas:

a.1) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75 K_R f_{cd} = 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 3,562 \text{ KN/cm}^2 = 35,62 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} = \frac{130}{180 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 33,17} \cong 1,3834 \Rightarrow \alpha = 54,14^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \sin^2 \alpha} = \frac{2535,695}{3 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,14^\circ} \cong 0,455/cm^2$$

$$= 4,55MPa(OK, menor que a tensão limite)$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{2535,695}{(33,17 * 33,17) \sin^2 54,14^\circ} \cong 3,509kN/cm^2$$

$$= 35,09MPa(OK, menor que a tensão limite)$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

c) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) = \frac{\sqrt{3} * 2535,695}{27 * 130 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (180 * \sqrt{3} - 0,9 * 33,17)$$

$$= 8,11cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{8,11}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 4,03 \Rightarrow 5 barras$$

3 feixes (1 para cada lado) de 5 ϕ 16,0mm (10,05cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 3 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade\ de\ barras\ (q) - 1} = \frac{60}{5 - 1} = 15,00cm (OK)$$

$$5 \phi 16,0mm\ cd/15,00cm (10,05cm^2)$$

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,malha} = 0,2 * A_{s,lado} = 0,2 * 8,11 = 1,62cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,malha}}{A_{s,1barra}} = \frac{1,62}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 8,25 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$$9 \phi 5,0mm (1,77cm^2)$$

Essas são as barras N4, colocadas nas direções x e y.

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{1,5n_{ef}f_{yd}} = \frac{2535,695}{1,5 * 3 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 12,96cm^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp,face} = \frac{12,96}{3} = 4,32cm^2$$

Como os ganchos verticais das barras da malha inferior podem também compor a armadura de suspensão, então:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \Rightarrow 1,77 \geq 4,32 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso a $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 4,32cm^2$, o que significa um grande acréscimo na armadura da malha inferior, como solução alternativa mais econômica, Bastos (2023) sugestiona o seguinte:

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * A_{s,tot} , com A_{s,tot} = 3 * A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * (3 * 8,11) = 4,87cm^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{4,87}{2} = 2,44cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{2,44}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 12,43 \Rightarrow 13 \text{ barras}$$

$$13 \phi 5,0mm (2,55cm^2)$$

A alternativa mais econômica àquela anterior para a **armadura de suspensão** é fazer todas as barras da **malha inferior** (1,77cm²) e da **malha**

superior (2,55cm²) com ganchos longos verticais, de modo a ambas atuarem como armadura de suspensão. A área total é 1,77+2,55 = 4,32 cm², que é igual/ maior que a área da **armadura de suspensão por face** (4,32 cm²), atendendo essa necessidade.

O espaçamento das barras da armadura da **malha superior** pode ser determinado considerando o cobrimento de 5 cm e as medidas de 320,00 e 275,88 cm para as dimensões do bloco nas direções horizontal e vertical da figura (ver Apêndice G).

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade\ de\ barras\ (q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{13 - 1}$$

$$= 22,16cm\ (na\ execução\ esse\ valor\ pode\ variar\ um\ pouco)$$

$$13\ \phi\ 5,0mm\ cd/22,16cm\ (2,16cm^2)$$

Para a confecção de uma malha quadrada, manteremos o mesmo espaçamento entre as barras verticais e determinaremos a distância da extremidade do bloco para o início da faixa. Sabendo que a quantidade de barras, espaçamento e faixa devem ser iguais:

$$d_{ext} = \frac{direção\ horizontal - f}{2} = \frac{320 - (275,88 - 5 - 5)}{2} = 27,06cm$$

Portanto a primeira barra deve ser colocada em torno de 27,06 cm de cada quina do bloco.

O espaçamento das barras da **malha inferior** pode ser determinado de forma semelhante ao da malha superior.

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade\ de\ barras\ (q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{9 - 1}$$

$$= 33,23cm\ (na\ execução\ esse\ valor\ pode\ variar\ um\ pouco)$$

$$9\ \phi\ 5,0mm\ cd/33,23cm\ (1,77cm^2)$$

E para a confecção de uma malha quadrada, se manterá a quantidade de barras e o espaçamento (e a faixa). Iniciando a colocação da primeira barra a uma distância aproximada de 27,06 cm da quina do bloco (igual da malha superior, por se tratar de uma faixa de mesma dimensão).

Mas o espaçamento máximo permitido entre barras pela NBR 6118 é de 33 cm. No entanto, na prática é comum limitar-se o espaçamento em 20 ou mesmo 25 cm conforme o caso. (Bastos, 2023). Dessa forma, será acrescida mais uma barra para a malha inferior (o que reduzirá o espaçamento entre as barras e também aumentará a área de aço).

Recalculando o espaçamento das barras da **malha inferior**:

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{10 - 1}$$

= 29,54cm (na execução esse valor pode variar um pouco)

10 ϕ 5,0mm cd/29,54cm

E para a confecção de uma malha quadrada, se manterá a quantidade de barras e o espaçamento (e a faixa). Iniciando a colocação da primeira barra a uma distância aproximada de 27,06 cm da quina do bloco (igual da malha superior, por se tratar de uma faixa de mesma dimensão).

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (3 * 8,11) = 3,04 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,04}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 15,48 \Rightarrow 16 \text{ barras}$$

16 ϕ 5,0mm (3,14cm²)

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{130 - 5}{16 - 1} = 8,33 \text{ cm}$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{130}{3} = 43,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm OK}$$

Portanto temos o seguinte:

3 feixes (1 para cada face) de 16 ϕ 5,0mm cd/8,33cm (3,14cm²)

d) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$A_{s,lado} = 3 \text{ feixes (1 para cada lado) de } 5 \phi 16,0 \text{ mm cd/15,00 cm (N2);}$

$A_{s,malha,inf} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 10 \phi 5,0 \text{ mm cd/29,54 cm (N4)}$

$A_{s, \text{sup}, x-y} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 13 \phi 5,0 \text{ mm cd/22,16 cm (N3)};$

$A_{s, \text{p}, \text{face}} = 3 \text{ feixes (1 para cada face) de } 16 \phi 5,0 \text{ mm cd/8,33 cm (N1)};$

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice G.

6.9.3.2. Pilares 20x50

Os pilares que possuem as dimensões de 20x50 cm são: P20, P33, P36, P39 e P45. E o pilar que está submetido a maior carga é o P33, com $N_d = 2817,718 \text{ kN}$, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

E de forma semelhante aos cálculos anteriores, faremos a verificação das bielas com o maior ângulo de inclinação das bielas de concreto 55° :

a) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd, b, \text{lim}} = 1,75 K_R f_{cd} = 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 3,562 \text{ kN/cm}^2 = 35,62 \text{ MPa}$$

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p, eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 50} = 31,62 \text{ cm}$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd, b, \text{est}} &= \frac{N_d}{3 A_e \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2817,718}{3 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \text{sen}^2 55^\circ} \cong 0,495 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 4,95 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)} \end{aligned}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd, b, \text{pil}} &= \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2817,718}{(31,62 * 31,62) \text{sen}^2 55^\circ} \cong 4,200 \text{ kN/cm}^2 \\ &= 42,00 \text{ MPa (Não OK, maior que a tensão limite)} \end{aligned}$$

Mesmo com o maior valor admissível para o ângulo de inclinação das bielas de concreto (e maior altura útil do bloco), a tensão atuante é maior que a admissível. Então, calcularemos algum comprimento de pilar que resulte em uma tensão admissível para a verificação:

$$\sigma_{cd, b, \text{lim}} = \sigma_{cd, b, \text{pil}}$$

$$1,75 K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \Rightarrow 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{2817,718}{(20 * b_p) \text{sen}^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 58,94 \text{ cm}$$

Portanto motivos construtivos e pela verificação das bielas, os pilares com as dimensões 20x50 cm serão modificados para pilares de 20x60 cm. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão as sugestionadas por Campos (2015), mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 60} = 34,65 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 34,65 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p) = 78,56 \leq d \leq 133,64 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar,arranque} = 0,15 * \frac{2817,718}{\frac{50}{1,15}} \cong 9,72 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{9,72}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4}\right)} \cong 4,83 \text{ barras} \Rightarrow 6\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 12,06 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 140 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} a_{est} = \frac{5 \text{ cm}}{5} = \frac{1}{5} \\ \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{array} \right. \text{aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 140 - 10$$

= 130 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando, novamente, as bielas:

a.1) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75 K_R f_{cd} = 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 3,562 \text{ KN/cm}^2 = 35,62 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} = \frac{130}{180 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 34,65} \cong 1,390 \Rightarrow \alpha = 54,27^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \sin^2 \alpha} = \frac{2817,718}{3 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,27^\circ} \cong 0,504 / \text{cm}^2 = 5,04 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{2817,718}{(34,65 * 34,65) \sin^2 54,27^\circ} \cong 3,561 \text{ kN/cm}^2 = 35,61 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

c) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27df_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) = \frac{\sqrt{3} * 2817,718}{27 * 130 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (180 * \sqrt{3} - 0,9 * 34,65) = 8,97 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{8,97}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 4,46 \Rightarrow 5 \text{ barras}$$

3 feixes (1 para cada lado) de 5 ϕ 16,0mm (10,05cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 3 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{5 - 1} = 15,00 \text{ cm (OK)}$$

$$5 \phi 16,0mm \text{ cd}/15,00cm (10,05cm^2)$$

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,malha} = 0,2 * A_{s,lado} = 0,2 * 8,97 = 1,79cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,malha}}{A_{s,1barra}} = \frac{1,79}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 9,12 \Rightarrow 10 \text{ barras}$$

$$10 \phi 5,0mm (1,96cm^2)$$

Essas são as barras N4, colocadas nas direções x e y.

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}} = \frac{2817,718}{1,5 * 3 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 14,40cm^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp,face} = \frac{14,40}{3} = 4,80cm^2$$

Como os ganchos verticais das barras da malha inferior podem também compor a armadura de suspensão, então:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \Rightarrow 1,96 \geq 4,80 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso a $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 4,80cm^2$, o que significa um grande acréscimo na armadura da malha inferior, como solução alternativa mais econômica, Bastos (2023) sugestiona o seguinte:

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * A_{s,tot} , \text{ com } A_{s,tot} = 3 * A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * (3 * 8,97) = 5,38cm^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{5,38}{2} = 2,69cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{2,69}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 13,70 \Rightarrow 14 \text{ barras}$$

$$14 \phi 5,0mm (2,75cm^2)$$

A alternativa mais econômica àquela anterior para a **armadura de suspensão** é fazer todas as barras da **malha inferior** (1,96 cm²) e da **malha superior** (2,75 cm²) com ganchos longos verticais, de modo a ambas atuarem como armadura de suspensão. A área total é 1,96+2,75 = 4,71 cm². Esse valor acabou por ser menor que a área da **armadura de suspensão por face** (4,80 cm²). Portanto será acrescida mais uma barra para a **malha inferior**, resultando em um acréscimo de 0,20 cm² (1,96+2,75+0,20 = 4,91 cm²). E assim a área necessária de aço é atendida.

O espaçamento das barras da armadura da **malha superior** pode ser determinado considerando o cobrimento de 5 cm e as medidas de 320,00 e 275,88 cm para as dimensões do bloco nas direções horizontal e vertical da figura (ver Apêndice H).

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{14 - 1}$$

$$= 20,45cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$14 \phi 5,0mm \text{ cd}/20,45cm (2,75cm^2)$$

Para a confecção de uma malha quadrada, manteremos o mesmo espaçamento entre as barras verticais e determinaremos a distância da extremidade do bloco para o início da faixa. Sabendo que a quantidade de barras, espaçamento e faixa devem ser iguais:

$$d_{ext} = \frac{\text{direção horizontal} - f}{2} = \frac{320 - (275,88 - 5 - 5)}{2} = 27,06cm$$

Portanto a primeira barra deve ser colocada em torno de 27,06 cm de cada quina do bloco.

O espaçamento das barras da **malha inferior** pode ser determinado de forma semelhante ao da malha superior.

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{11 - 1}$$

$$= 26,59cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$11 \phi 5,0mm \text{ cd}/26,59cm (2,16cm^2)$$

E para a confecção de uma malha quadrada, se manterá a quantidade de barras e o espaçamento (e a faixa). Iniciando a colocação da primeira barra a uma distância aproximada de 27,06 cm da quina do bloco (igual da malha superior, por se tratar de uma faixa de mesma dimensão).

O espaçamento máximo permitido entre barras pela NBR 6118 é de 33 cm. No entanto, na prática é comum limitar-se o espaçamento em 20 ou

mesmo 25 cm conforme o caso. (Bastos, 2023). Dessa forma, esses dimensionamentos serão mantidos.

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (3 * 8,97) = 3,36 cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,36}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 6,68 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

$$7 \phi 8,0mm (3,52cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade \ de \ barras \ (q) - 1} = \frac{130 - 5}{7 - 1} = 20,83cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{130}{3} = 43,33cm \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm } \text{NÃO OK}$$

Portanto adicionaremos mais uma barra, pois o espaçamento foi maior que 20 cm:

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade \ de \ barras \ (q) - 1} = \frac{130 - 5}{8 - 1} = 17,86cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{130}{3} = 43,33cm \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm } \text{OK}$$

Portanto temos o seguinte:

$$3 \text{ feixes (1 para cada face) de } 8 \phi 8,0mm \text{ cd/}17,86cm (4,02cm^2)$$

d) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$$A_{s,lado} = 3 \text{ feixes (1 para cada lado) de } 5 \phi 16,0mm \text{ cd/}15,00cm (N2);$$

$$A_{s,malha,inf} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 11 \phi 5,0mm \text{ cd/}26,59cm (N4);$$

$A_{s, \text{sup}, x-y} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 14 \phi 5,0 \text{ mm cd/20,45 cm (N3)};$

$A_{s, \text{p}, \text{face}} = 3 \text{ feixes (1 para cada face) de } 8 \phi 8,0 \text{ mm cd/17,86 cm (N1)};$

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice H. A vista lateral desse bloco e dos blocos seguintes foram omitida por serem visualmente poluídas devidas à grande quantidade de barras e suas inclinações.

6.9.3.3. Pilares 20x55

Os pilares que possuem as dimensões de 20x55 cm são: P17, P23, P24, P25 e P30. E o pilar que está submetido a maior carga é o P24, com $N_d = 3070,922 \text{ kN}$, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento dos pilares

$$\sigma_{cd, b, \text{lim}} = \sigma_{cd, b, \text{pil}}$$

$$1,75 K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{3070,922}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 64,23 \text{ cm}$$

Portanto, os pilares com as dimensões 20x55 cm serão modificados para pilares de 20x70 cm. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão as sugestionadas por Campos (2015), mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p, eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 70} = 37,42 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 37,42 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p) = 77,86 \leq d \leq 132,45 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{3070,922}{\frac{50}{1,15}} \cong 10,59 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{10,59}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4}\right)} \cong 5,27 \text{ barras} \Rightarrow 6\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 12,06 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 140 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{array} \right. \text{aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 140 - 10$$

= 130 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando as bielas:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75 K_R f_{cd} = 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 3,562 \text{ KN/cm}^2 = 35,62 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 a_p} = \frac{130}{180 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 37,42} \cong 1,402 \Rightarrow \alpha = 54,50^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 A_e \sin^2 \alpha} = \frac{3070,922}{3 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,50^\circ} \cong 0,546 / \text{cm}^2$$

= 5,46 MPa (OK, menor que a tensão limite)

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{3070,922}{(37,42 * 37,42) \sin^2 54,50^\circ} \cong 3,309 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 33,09 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27 d f_{yd}} (e \sqrt{3} - 0,9 a_p) = \frac{\sqrt{3} * 3070,922}{27 * 130 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} (180 * \sqrt{3} - 0,9 * 37,42)$$

$$= 9,69 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{9,69}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 4,82 \Rightarrow 5 \text{ barras}$$

3 feixes (1 para cada lado) de 5 ϕ 16,0mm (10,05cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 3 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{5 - 1} = 15,00 \text{ cm (OK)}$$

5 ϕ 16,0mm cd/15,00cm (10,05cm²)

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,malha} = 0,2 * A_{s,lado} = 0,2 * 9,69 = 1,94 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,malha}}{A_{s,1barra}} = \frac{1,94}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 9,88 \Rightarrow 10 \text{ barras}$$

10 ϕ 5,0mm (1,96cm²)

Essas são as barras N4, colocadas nas direções x e y.

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}} = \frac{3070,922}{1,5 * 3 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 15,70 \text{ cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp,face} = \frac{15,70}{3} = 5,23 \text{ cm}^2$$

Como os ganchos verticais das barras da malha inferior podem também compor a armadura de suspensão, então:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \Rightarrow 1,96 \geq 5,23 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso a $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 5,23 \text{ cm}^2$, o que significa um grande acréscimo na armadura da malha inferior, como solução alternativa mais econômica, Bastos (2023) sugestiona o seguinte:

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * A_{s,tot}, \text{ com } A_{s,tot} = 3 * A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * (3 * 9,69) = 5,81 \text{ cm}^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{5,81}{2} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{2,90}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 14,77 \Rightarrow 15 \text{ barras}$$

$$15 \phi 5,0 \text{ mm } (2,95 \text{ cm}^2)$$

A alternativa mais econômica àquela anterior para a **armadura de suspensão** é fazer todas as barras da **malha inferior** (1,96 cm²) e da **malha superior** (2,95 cm²) com ganchos longos verticais, de modo a ambas atuarem como armadura de suspensão. A área total é 1,96+2,95 = 4,91 cm². Esse valor acabou por ser menor que a área da **armadura de suspensão por face** (5,23 cm²). Portanto devem ser acrescentadas mais barras:

$$5,23 - 4,91 = 0,32 \text{ cm}^2 \text{ precisam ser acrescentados}$$

$$\frac{0,32}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 1,63 \Rightarrow 2 \text{ barras}$$

$$\frac{\pi * 0,5^2}{4} * 2 = 0,39\text{cm}^2 \text{ acrescidos}$$

2 barras de 5,0 mm de diâmetro resultam em um acréscimo de 0,39 cm² (1,96+2,95+0,39 = 5,30 cm²). E assim a área necessária é atendida.

Então essas 2 barras serão distribuídas na **malha inferior**.

O espaçamento das barras da armadura da **malha superior** pode ser determinado considerando o cobrimento de 5 cm e as medidas de 320,00 e 275,88 cm para as dimensões do bloco nas direções horizontal e vertical da figura (ver Apêndice I).

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{15 - 1} \\ = 18,99\text{cm} \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$15 \phi 5,0\text{mm cd}/18,99\text{cm} (2,95\text{cm}^2)$$

Para a confecção de uma malha quadrada, manteremos o mesmo espaçamento entre as barras verticais e determinaremos a distância da extremidade do bloco para o início da faixa. Sabendo que a quantidade de barras, espaçamento e faixa devem ser iguais:

$$d_{ext} = \frac{\text{direção horizontal} - f}{2} = \frac{320 - (275,88 - 5 - 5)}{2} = 27,06\text{cm}$$

Portanto a primeira barra deve ser colocada em torno de 27,06 cm de cada quina do bloco.

O espaçamento das barras da **malha inferior** pode ser determinado de forma semelhante ao da malha superior.

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{12 - 1} \\ = 24,17\text{cm} \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$12 \phi 5,0\text{mm cd}/24,17\text{cm} (2,55\text{cm}^2)$$

E para a confecção de uma malha quadrada, se manterá a quantidade de barras e o espaçamento (e a faixa). Iniciando a colocação da primeira barra a uma distância aproximada de 27,06 cm da quina do bloco (igual da malha superior, por se tratar de uma faixa de mesma dimensão).

O espaçamento máximo permitido entre barras pela NBR 6118 é de 33 cm. No entanto, na prática é comum limitar-se o espaçamento em 20 ou mesmo 25 cm conforme o caso. (Bastos, 2023). Dessa forma, esses dimensionamentos serão mantidos.

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (3 * 9,69) = 3,63 cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,63}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 7,22 \Rightarrow 8 \text{ barras}$$

$$8 \phi 8,0mm (4,02cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade \text{ de barras } (q) - 1} = \frac{130 - 5}{8 - 1} = 17,86cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{130}{3} = 43,33cm \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm OK}$$

Portanto temos o seguinte:

$$3 \text{ feixes (1 para cada face) de } 8 \phi 8,0mm \text{ cd}/17,86cm (4,02cm^2)$$

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$$A_{s,lado} = 3 \text{ feixes (1 para cada lado) de } 5 \phi 16,0mm \text{ cd}/15,00cm (N2);$$

$$A_{s,malha,inf} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 12 \phi 5,0mm \text{ cd}/24,17cm (N4);$$

$$A_{s,sup,x-y} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 15 \phi 5,0mm \text{ cd}/18,99cm (N3);$$

$$A_{sp,face} = 3 \text{ feixes (1 para cada face) de } 8 \phi 8,0mm \text{ cd}/17,86cm (N1);$$

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice I.

6.9.3.4. Pilares 20x60

Os pilares que possuem as dimensões de 20x60 cm são: P3, P4, P18, P19, P28, P29, P34, P35, P49 e P50. E o pilar que está submetido a maior carga é o P19, com $N_d = 3363,069 \text{ kN}$, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento dos pilares

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$1,75K_Rf_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{3363,069}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 70,34 \text{ cm}$$

Portanto, os pilares com as dimensões 20x60 cm serão modificados para pilares de 20x75 cm. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão as sugestionadas por Campos (2015), mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 75} = 38,73 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 38,73 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p) = 77,53 \leq d \leq 131,88 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar,arranque} = 0,15 * \frac{3363,069}{\frac{50}{1,15}} \cong 11,60 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{11,60}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4}\right)} \cong 5,77 \text{ barras} \Rightarrow 6\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 12,06 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 140 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$d = h - d' = 140 - 10$
 $= 130 \text{ cm}$ (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)
 Verificando as bielas:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75 K_R f_{cd} = 1,75 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 3,562 \text{ kN/cm}^2 = 35,62 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 a_p} = \frac{130}{180 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 38,73} \cong 1,408 \Rightarrow \alpha = 54,62^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 A_e \sin^2 \alpha} = \frac{3363,069}{3 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,62^\circ} \cong 0,596 / \text{cm}^2 = 5,96 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{3363,069}{(38,73 * 38,73) \sin^2 54,62^\circ} \cong 3,373 \text{ kN/cm}^2 = 33,73 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27 d f_{yd}} (e \sqrt{3} - 0,9 a_p) = \frac{\sqrt{3} * 3363,069}{27 * 130 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (180 * \sqrt{3} - 0,9 * 38,73) = 10,57 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{10,57}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 5,26 \Rightarrow 6 \text{ barras}$$

3 feixes (1 para cada lado) de 6 ϕ 16,0mm (12,06cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 3 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{6 - 1} = 12,00\text{cm (OK)}$$

6 ϕ 16,0mm cd/12,00cm (12,06cm²)

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,2 * A_{s,\text{lado}} = 0,2 * 10,57 = 2,11\text{cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,\text{malha}}}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{2,11}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 10,75 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

11 ϕ 5,0mm (2,16cm²)

Essas são as barras N4, colocadas nas direções x e y.

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,\text{susp,tot}} = \frac{N_d}{1,5n_{efyd}} = \frac{3363,069}{1,5 * 3 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 17,19\text{cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,\text{susp,face}} = \frac{17,19}{3} = 5,73\text{cm}^2$$

Como os ganchos verticais das barras da malha inferior podem também compor a armadura de suspensão, então:

$$A_{s,\text{malha}} \geq A_{s,\text{susp,face}} \Rightarrow 2,16 \geq 5,73 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso a $A_{s,\text{malha}} = A_{s,\text{susp,face}} = 5,73\text{cm}^2$, o que significa um grande acréscimo na armadura da malha inferior, como solução alternativa mais econômica, Bastos (2023) sugestiona o seguinte:

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,\text{sup,tot}} = 0,2 * A_{s,\text{tot}}, \text{ com } A_{s,\text{tot}} = 3 * A_{s,\text{lado}}$$

$$A_{s,\text{sup,tot}} = 0,2 * (3 * 10,57) = 6,34\text{cm}^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{6,34}{2} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 5,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,17}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 16,14 \Rightarrow 17 \text{ barras}$$

$$17 \phi 5,0 \text{ mm } (3,34 \text{ cm}^2)$$

A alternativa mais econômica àquela anterior para a **armadura de suspensão** é fazer todas as barras da **malha inferior** (2,16 cm²) e da **malha superior** (3,34 cm²) com ganchos longos verticais, de modo a ambas atuarem como armadura de suspensão. A área total é 2,16+3,34 = 5,50 cm². Esse valor acabou por ser menor que a área da **armadura de suspensão por face** (5,73 cm²). Portanto devem ser acrescidas mais barras:

$$5,73 - 5,50 = 0,23 \text{ cm}^2 \text{ precisam ser acrescidos}$$

$$\frac{0,23}{\frac{\pi * 0,5^2}{4}} = 1,17 \Rightarrow 2 \text{ barras}$$

$$\frac{\pi * 0,5^2}{4} * 2 = 0,39 \text{ cm}^2 \text{ acrescidos}$$

2 barras de 5,0 mm de diâmetro resultam em um acréscimo de 0,39 cm² (2,16+3,34+0,39 = 5,89 cm²). E assim a área necessária é atendida.

Então essas 2 barras serão acrescidas na **malha inferior**.

O espaçamento das barras da armadura da **malha superior** pode ser determinado considerando o cobrimento de 5 cm e as medidas de 320,00 e 275,88 cm para as dimensões do bloco nas direções horizontal e vertical da figura (ver Apêndice J).

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{16 - 1} \\ = 17,72 \text{ cm (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$17 \phi 5,0 \text{ mm cd}/17,72 \text{ cm } (3,34 \text{ cm}^2)$$

Para a confecção de uma malha quadrada, manteremos o mesmo espaçamento entre as barras verticais e determinaremos a distância da extremidade do bloco para o início da faixa. Sabendo que a quantidade de barras, espaçamento e faixa devem ser iguais:

$$d_{ext} = \frac{\text{direção horizontal} - f}{2} = \frac{320 - (275,88 - 5 - 5)}{2} = 27,06 \text{ cm}$$

Portanto a primeira barra deve ser colocada em torno de 27,06 cm de cada quina do bloco.

O espaçamento das barras da **malha inferior** pode ser determinado de forma semelhante ao da malha superior.

Para as barras horizontais (na figura):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{275,88 - 5 - 5}{13 - 1} \\ = 22,16 \text{ cm (na execução esse valor pode variar um pouco)} \\ 13 \phi 5,0 \text{ mm cd} / 22,16 \text{ cm (2,55 cm}^2\text{)}$$

E para a confecção de uma malha quadrada, se manterá a quantidade de barras e o espaçamento (e a faixa). Iniciando a colocação da primeira barra a uma distância aproximada de 27,06 cm da quina do bloco (igual da malha superior, por se tratar de uma faixa de mesma dimensão).

O espaçamento máximo permitido entre barras pela NBR 6118 é de 33 cm. No entanto, na prática é comum limitar-se o espaçamento em 20 ou mesmo 25 cm conforme o caso. (Bastos, 2023). Dessa forma, esses dimensionamentos serão mantidos.

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (3 * 10,57) = 3,96 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,96}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 7,88 \Rightarrow 8 \text{ barras} \\ 8 \phi 8,0 \text{ mm (4,02 cm}^2\text{)}$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{130 - 5}{8 - 1} = 17,86 \text{ cm}$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{130}{3} = 43,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm OK}$$

Portanto temos o seguinte:

3 feixes (1 para cada face) de $8 \phi 8,0\text{mm}$ cd/17,86cm ($4,02\text{cm}^2$)

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$A_{s,\text{lado}} = 3 \text{ feixes (1 para cada lado) de } 6 \phi 16,0\text{mm}$ cd/12,00cm (N2);

$A_{s,\text{malha,inf}} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 13 \phi 5,0\text{mm}$ cd/22,16cm (N4);

$A_{s,\text{sup,x-y}} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 17 \phi 5,0\text{mm}$ cd/17,72cm (N3);

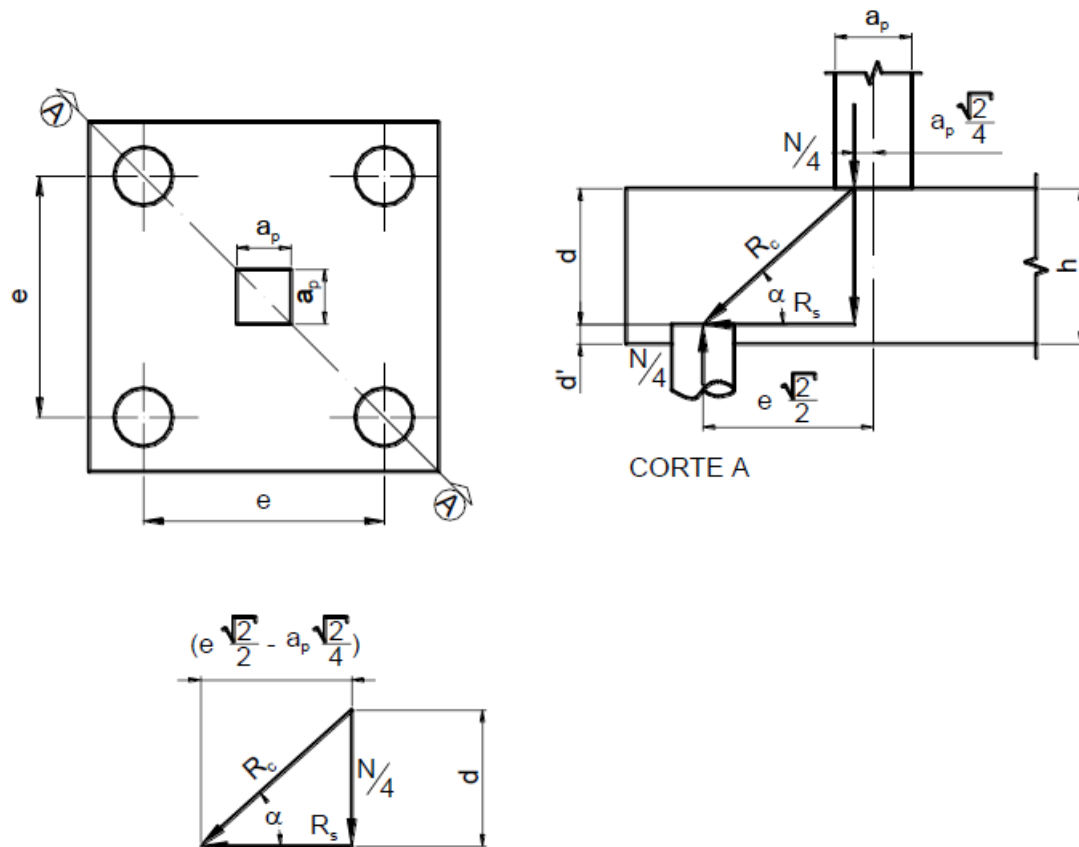
$A_{s,\text{p,face}} = 3 \text{ feixes (1 para cada face) de } 8 \phi 8,0\text{mm}$ cd/17,86cm (N1);

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice J.

6.9.4. BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS.

Assim como nos blocos sobre três estacas, para os blocos sobre quatro estacas, o pilar é suposto como de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco.

Figura 41- Esquema de forças para bloco sobre quatro estacas.



Fonte: Bastos (2023).

A partir da figura acima, o ângulo de inclinação das bielas é:

$$\tan \alpha = \frac{N/4}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}}$$

Equação 47

Do diagrama de forças têm-se as forças atuantes:

$$R_s = \frac{N\sqrt{2}(2e - a_p)}{16d}$$

Equação 48

$$R_c = \frac{N}{4\text{sen}\alpha}$$

Equação 49

Limitando o ângulo de inclinação das bielas para: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, a altura útil deve ser entre:

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2}$$

Equação 50

A altura do bloco (h) continua sendo calculada por:

$$h = d + d'$$

Sendo que d' ainda deve ser maior igual a:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases}, \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

De forma análoga aos blocos sobre estacas anteriores a verificação das bielas fica:

Biela na posição relativa à base do pilar:

$$A_b = \frac{A_p}{4} \text{sen}\alpha$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{4\text{sen}\alpha \frac{A_p}{4} \text{sen}\alpha} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2\alpha}$$

Equação 51

E a biela na posição relativa ao topo da estaca:

$$A_b = A_e \text{sen} \alpha$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4\text{sen}\alpha A_e \text{sen}\alpha} = \frac{N_d}{4A_e \text{sen}^2\alpha}$$

Equação 52

A tensão limite indicada por Blevot é:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1K_R * f_{cd}$$

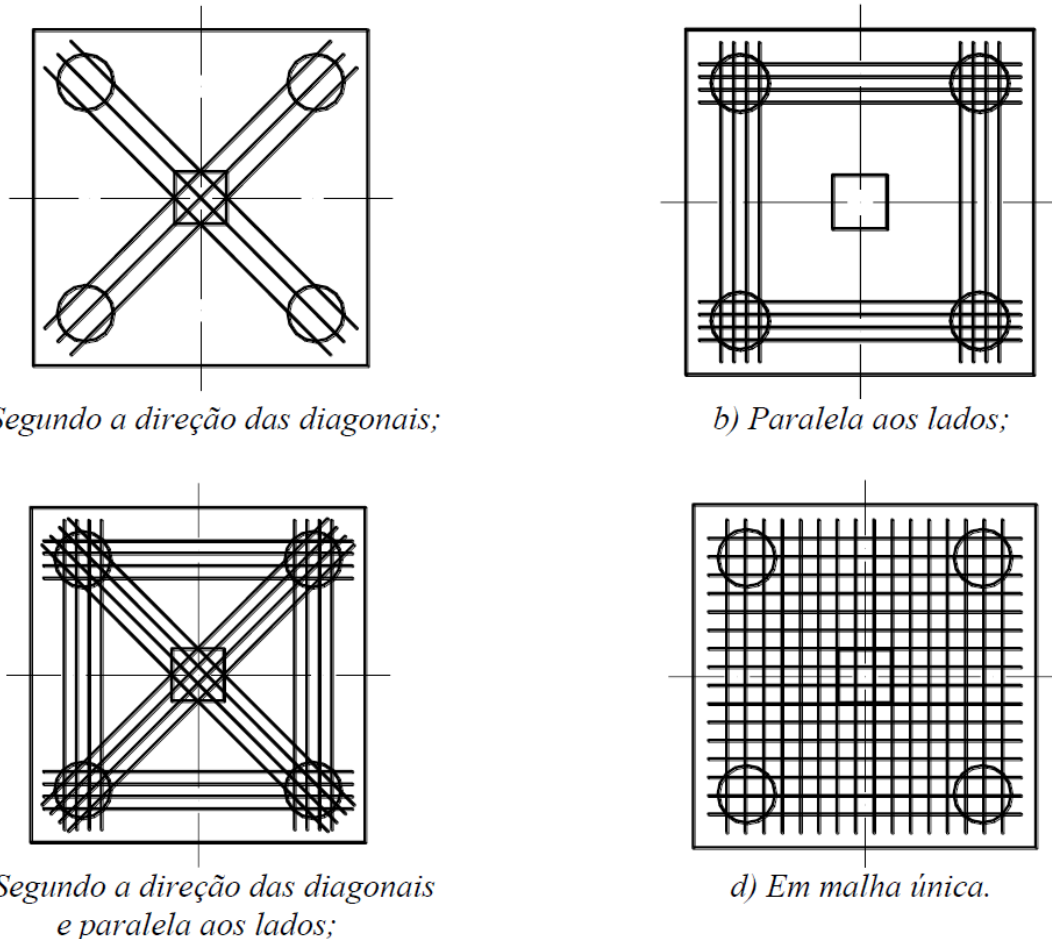
Equação 53

E a condição de segurança permanece sendo:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad e \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

Existem quatro tipos de detalhamento da armadura principal:

Figura 42 - Possíveis detalhamentos da armadura principal.



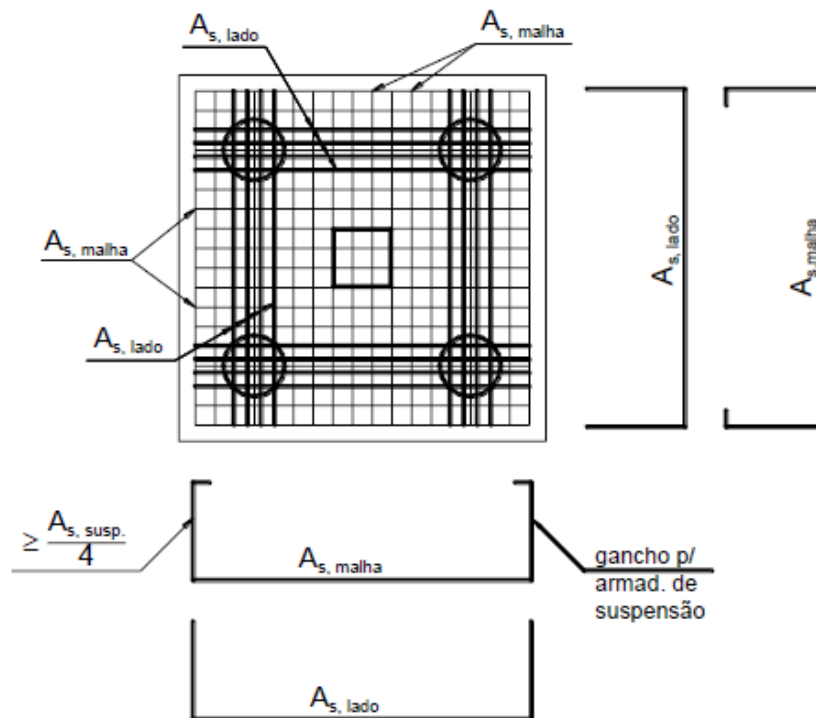
Fonte: Bastos (2023).

O detalhamento paralelo aos lados (b) é um dos mais eficientes. O detalhamento (a) apresenta fissuras excessivas para cargas mesmo para cargas reduzidas. A armadura apenas com malha única apresenta bom desempenho em relação à fissuração, mas também apresenta uma carga de

ruptura inferior quando comparado ao caso (b), cerca de 80%. A fim de evitar fissuras na parte inferior do bloco, os detalhamentos (a, b e c) precisam acrescentar uma armadura inferior em malha. E além disso os detalhamentos (a, c e d) não atendem à prescrição da NBR 6118 de que a armadura principal deve ser disposta essencialmente nas faixa definidas (85%) pelas estacas. (Bastos, 2023).

Dessa forma, o detalhamento com armadura principal paralela aos lados (b) e com adição de armadura em malha é a mais usual na prática:

Figura 43 - Disposição mais usual da armadura para blocos sobre quatro estacas.



Fonte: Bastos (2023).

A armadura principal, paralela a cada lado é determinada por:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16df_{yd}} (2e - a_p)$$

Equação 54

A armadura de distribuição em malha, em cada direção, pode ser adotada como:

$$A_{s,malha} = 0,25 * A_{s,lado} \geq 0,25 * A_{s,susp}$$

Equação 55

A armadura de suspensão total é:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6f_{yd}}$$

Equação 56

A armadura superior, em cada direção da malha, continua sendo:

$$A_{s,sup} = 0,2A_s$$

Equação 57

E a armadura de pele, em forma de barras horizontais nas faces é:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8}A_{s,total}, \text{ com } A_{s,total} = 4A_{s,lado} = \text{armadura principal total}$$

Equação 58

E as recomendações para o espaçamento da armadura de pele continuam como:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm}$$

6.9.4.1. Pilares 20x65

Os pilares que possuem as dimensões de 20x65 cm são: P9, P12, P42 e P44. E o pilar que está submetido a maior carga é o P44, com $N_d = 3657,374$ kN, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento dos pilares

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$2,1K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{3657,374}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 63,75 \text{ cm}$$

Portanto, os pilares com as dimensões 20x65 cm não precisam ser modificados, permanecendo com as mesmas dimensões. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão consideradas como um bloco quadrado, com o pilar no centro e as estacas dispostas com o espaçamento de 180 cm, e

ainda a face externa das estacas estando distantes de 20 cm da face do bloco, mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 65} = 36,06 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 36,06 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2} = 115,00 \leq d \leq 161,97 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{3657,374}{\frac{50}{1,15}} \cong 12,62 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{12,62}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 6,28 \text{ barras} \Rightarrow 8\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 16,08 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 170 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{cases} \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 170 - 10$$

= 160 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando as bielas:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 2,1 K_R f_{cd} = 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 4,275 \text{ KN/cm}^2 = 42,75 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{160}{180 \frac{\sqrt{2}}{2} - 36,06 * \frac{\sqrt{2}}{4}} \cong 1,397 \Rightarrow \alpha = 54,40^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4A_e \sin^2 \alpha} = \frac{3657,374}{4 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,40^\circ} \cong 0,489/cm^2$$

$$= 4,89MPa (OK, menor que a tensão limite)$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{3657,374}{(36,06 * 36,06) \sin^2 54,40^\circ} \cong 4,254kN/cm^2$$

$$= 42,54MPa (OK, menor que a tensão limite)$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16df_{yd}} (2e - a_p) = \frac{3657,374}{16 * 160 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 36,06) = 10,64cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{10,64}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 5,29 \Rightarrow 6 \text{ barras}$$

4 feixes (1 para cada lado) de 6 ϕ 16,0mm (12,06cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 4 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{6 - 1} = 12,00cm (OK)$$

$$6 \phi 16,0mm \text{ cd}/12,00cm (12,06cm^2)$$

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,malha} = 0,25 * A_{s,lado} = 0,25 * 10,64 = 2,66cm^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha poderão ser também a armadura de suspensão, deve-se ter: $A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face}$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = \frac{3657,374}{6 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 14,02cm^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp,face} = \frac{14,02}{4} = 3,51cm^2$$

Temos que:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \Rightarrow 2,66 \geq 3,51 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso pode-se simplesmente fazer: $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 3,51cm^2$.

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,51}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 6,98 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

$$7 \phi 8,0mm (3,52cm^2)$$

Em cada espaço que existe entre a face do bloco e a face da estaca, será colocada uma barra. O restante será colocado espaço existente entre as estacas. O espaçamento entre barras (a faixa será considerada a distância entre as faces externas das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{120}{7 - 1} \\ = 20,00cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 \text{ feixes de } 7 \phi 8,0mm \text{ cd}/20,00cm (3,52cm^2)$$

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * A_{s,tot}, \text{ com } A_{s,tot} = 4 * A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * (4 * 10,64) = 8,51cm^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{8,51}{2} = 4,26cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{4,26}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 8,48 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$$9 \phi 8,0mm (4,52cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras fica (a faixa será considerada como as dimensões do bloco em planta de 280 cm nas duas direções, menos as distâncias das faces do bloco de 20 cm):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{280 - 20 - 20}{9 - 1} = 30,00cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 \text{ feixes de } 9 \phi 8,0mm \text{ cd}/30,00cm (4,52cm^2)$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (4 * 10,64) = 5,32cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{5,32}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 10,58 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

$$11 \phi 8,0mm (5,53cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{160 - 5}{11 - 1} = 15,50cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{160}{3} = 53,33cm \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm OK}$$

Portanto temos o seguinte:

$$4 \text{ feixes (1 para cada face) de } 11 \phi 8,0mm \text{ cd}/15,50cm (5,53cm^2)$$

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$A_{s,lado} = 4 \text{ feixes (1 para cada lado) de } 6 \phi 16,0\text{mm cd}/12,00\text{cm (N2)};$

$A_{s,malha,inf} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 7 \phi 8,0\text{mm cd}/20,00\text{cm (N4)};$

$A_{s,sup,x-y} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 9 \phi 8,0\text{mm cd}/30,00\text{cm (N3)};$

$A_{sp,face} = 4 \text{ feixes (1 para cada face) de } 11 \phi 8,0\text{mm cd}/15,50\text{cm (N1)};$

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice K.

6.9.4.2. Pilares 20x70

O único pilar que possuem as dimensões de 20x70 cm é o P40. E está submetido à carga $N_d = 3686,886 \text{ kN}$, portanto o bloco para esse pilar será dimensionado à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento do pilar

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$2,1K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{3686,886}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 64,26 \text{ cm}$$

Portanto, esse pilar de dimensões 20x70 cm não precisa ser modificado, permanecendo com as mesmas dimensões. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão consideradas como um bloco quadrado, com o pilar no centro e as estacas dispostas com o espaçamento de 180 cm, e ainda a face externa das estacas estando distantes de 20 cm da face do bloco, mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 70} = 37,42 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 37,42 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2} = 114,52 \leq d \leq 161,29 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{3686,886}{\frac{50}{1,15}} \cong 12,72 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{12,72}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4}\right)} \cong 6,33 \text{ barras} \Rightarrow 8\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 16,08 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 170 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \begin{cases} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{cases} \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 170 - 10$$

= 160 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando as bielas:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 2,1 K_R f_{cd} = 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 4,275 \text{ KN/cm}^2 = 42,75 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{160}{180 \frac{\sqrt{2}}{2} - 37,42 * \frac{\sqrt{2}}{4}} \cong 1,359 \Rightarrow \alpha = 53,65^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 A_e \sin^2 \alpha} = \frac{3686,886}{4 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 53,65^\circ} \cong 0,504 / \text{cm}^2$$

$$= 5,04 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{3686,886}{(37,42 * 37,42) \sin^2 53,65^\circ} \cong 4,068 \text{ kN/cm}^2$$

$$= 40,68 \text{ MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16df_{yd}} (2e - a_p) = \frac{3686,886}{16 * 160 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} (2 * 180 - 37,42) = 10,69 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{10,69}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 5,32 \Rightarrow 6 \text{ barras}$$

4 feixes (1 para cada lado) de 6 ϕ 16,0mm (12,06cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 4 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{6 - 1} = 12,00 \text{ cm (OK)}$$

6 ϕ 16,0mm cd/12,00cm (12,06cm²)

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,malha} = 0,25 * A_{s,lado} = 0,25 * 10,69 = 2,67 \text{ cm}^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha poderão ser também a armadura de suspensão, deve-se ter: $A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face}$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = \frac{3686,886}{6 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 14,13 \text{ cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp,face} = \frac{14,13}{4} = 3,53 \text{ cm}^2$$

Temos que:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \Rightarrow 2,67 \geq 3,53 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso pode-se simplesmente fazer: $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 3,53cm^2$.

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{3,53}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 7,02 \Rightarrow 8 \text{ barras}$$

$$8 \phi 8,0mm (4,02cm^2)$$

Em cada espaço que existe entre a face do bloco e a face da estaca, será colocada uma barra. O restante será colocado espaço existente entre as estacas. O espaçamento entre barras (a faixa será considerada a distância entre as faces externas das estacas):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade \ de \ barras \ (q) - 1} = \frac{120}{8 - 1}$$

$$= 17,14cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 \text{ feixes de } 8 \phi 8,0mm \text{ cd/}17,14cm (4,02cm^2)$$

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * A_{s,tot} , \text{ com } A_{s,tot} = 4 * A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * (4 * 10,69) = 8,55cm^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{8,55}{2} = 4,28cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{4,28}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 8,51 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$$9 \phi 8,0mm (4,52cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras fica (a faixa será considerada como as dimensões do bloco em planta de 280 cm nas duas direções, menos as distâncias das faces do bloco de 20 cm):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade \ de \ barras \ (q) - 1} = \frac{280 - 20 - 20}{9 - 1}$$

$$= 25,00cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 \text{ feixes de } 9 \phi 8,0mm \text{ cd/}30,00cm (4,52cm^2)$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (4 * 10,69) = 5,35 cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{5,35}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 10,64 \Rightarrow 11 \text{ barras}$$

$$11 \phi 8,0mm (5,53cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade \ de \ barras \ (q) - 1} = \frac{160 - 5}{11 - 1} = 15,50cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{160}{3} = 53,33cm \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm OK}$$

Portanto temos o seguinte:

4 feixes (1 para cada face) de 11 ϕ 8,0mm cd/15,50cm (5,53cm²)

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$A_{s,lado} = 4 \text{ feixes (1 para cada lado) de } 6 \phi 16,0mm \text{ cd}/12,00cm \text{ (N2)};$

$A_{s,malha,inf} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 8 \phi 8,0mm \text{ cd}/17,14cm \text{ (N4)};$

$A_{s,sup,x-y} = 2 \text{ feixes (1 para cada direção) de } 9 \phi 8,0mm \text{ cd}/30,00cm \text{ (N3)};$

$A_{sp,face} = 4 \text{ feixes (1 para cada face) de } 11 \phi 8,0mm \text{ cd}/15,50cm \text{ (N1)};$

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice L.

6.9.4.3. Pilares 20x75

Os pilares que possuem as dimensões de 20x75 cm são: P10, P14, P15 e P38. E o pilar que está submetido a maior carga é o P10, com $N_d = 4227,976$ kN, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento dos pilares

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$2,1K_Rf_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{4227,976}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 73,69 \text{ cm}$$

Portanto, os pilares com as dimensões 20x75 cm não precisam ser modificados, permanecendo com as mesmas dimensões. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão consideradas como um bloco quadrado, com o pilar no centro e as estacas dispostas com o espaçamento de 180 cm, e ainda a face externa das estacas estando distantes de 20 cm da face do bloco, mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 75} = 38,73 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 38,73 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2} = 114,05 \leq d \leq 160,64 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar,arranque} = 0,15 * \frac{4227,976}{\frac{50}{1,15}} \cong 14,59 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{14,59}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 7,26 \text{ barras} \Rightarrow 8\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 16,08 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 170 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{array} \right. \text{aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 170 - 10$$

= 160 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando as bielas:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 2,1 K_R f_{cd} = 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 4,275 \text{ KN/cm}^2 = 42,75 \text{ MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{160}{180 \frac{\sqrt{2}}{2} - 38,73 * \frac{\sqrt{2}}{4}} \cong 1,409 \Rightarrow \alpha = 54,63^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 A_e \sin^2 \alpha} = \frac{4227,976}{4 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,63^\circ} \cong 0,562 / \text{cm}^2$$

= 5,62 MPa (OK, menor que a tensão limite)

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{4227,976}{(38,73 * 38,73) \sin^2 54,63^\circ} \cong 4,239 \text{ kN/cm}^2$$

= 42,39 MPa (OK, menor que a tensão limite)

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16 d f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{4227,976}{16 * 160 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 38,73) = 12,20 \text{ cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{12,20}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 6,07 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

4 feixes (1 para cada lado) de 7 ϕ 16,0mm (14,07cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 4 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras}(q) - 1} = \frac{60}{7 - 1} = 10,00\text{cm (OK)}$$

7 ϕ 16,0mm cd/10,00cm (14,07cm²)

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,malha} = 0,25 * A_{s,lado} = 0,25 * 12,20 = 3,05\text{cm}^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha poderão ser também a armadura de suspensão, deve-se ter: $A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face}$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = \frac{4227,976}{6 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 16,21\text{cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,susp,face} = \frac{16,21}{4} = 4,05\text{cm}^2$$

Temos que:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp,face} \Rightarrow 3,05 \geq 4,05 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso pode-se simplesmente fazer: $A_{s,malha} = A_{s,susp,face} = 4,05\text{cm}^2$.

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{4,05}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 8,06 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

9 ϕ 8,0mm (4,52cm²)

Em cada espaço que existe entre a face do bloco e a face da estaca, será colocada uma barra. O restante será colocado espaço existente entre as

estacas. O espaçamento entre barras (a faixa será considerada a distância entre as faces externas das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{120}{9 - 1}$$

$$= 15,00\text{cm (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 \text{ feixes de } 9 \phi 8,0\text{mm cd}/15,00\text{cm (4,52cm}^2\text{)}$$

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,\text{sup,tot}} = 0,2 * A_{s,\text{tot}} , \text{ com } A_{s,\text{tot}} = 4 * A_{s,\text{lado}}$$

$$A_{s,\text{sup,tot}} = 0,2 * (4 * 12,20) = 9,76\text{cm}^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,\text{sup,x-y}} = \frac{9,76}{2} = 4,88\text{cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,\text{sup,x-y}}}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{4,88}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 9,71 \Rightarrow 10 \text{ barras}$$

$$10 \phi 8,0\text{mm (5,03cm}^2\text{)}$$

E o espaçamento entre as barras fica (a faixa será considerada como as dimensões do bloco em planta de 280 cm nas duas direções, menos as distâncias das faces do bloco de 20 cm):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{280 - 20 - 20}{10 - 1}$$

$$= 26,67\text{cm (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 \text{ feixes de } 10 \phi 8,0\text{mm cd}/26,67\text{cm (5,03cm}^2\text{)}$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,\text{face}} = \frac{1}{8} A_{s,\text{total}} = \frac{1}{8} * (4 * 12,20) = 6,10\text{cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,\text{face}}}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{6,10}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 12,14 \Rightarrow 13 \text{ barras}$$

$$13 \phi 8,0mm (6,53cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade\ de\ barras\ (q) - 1} = \frac{160 - 5}{13 - 1} = 12,92cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{160}{3} = 53,33cm \\ 20\ cm \end{cases} \quad e \quad s \geq 8\ cm\ OK$$

Portanto temos o seguinte:

4 feixes (1 para cada face) de 13 ϕ 8,0mm cd/12,92cm (6,53cm²)

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$A_{s,lado} = 4$ feixes (1 para cada lado) de 7 ϕ 16,0mm cd/10,00cm (N2);

$A_{s,malha,inf} = 2$ feixes (1 para cada direção) de 9 ϕ 8,0mm cd/15,00cm (N4);

$A_{s,sup,x-y} = 2$ feixes (1 para cada direção) de 10 ϕ 8,0mm cd/26,67cm (N3);

$A_{sp,face} = 4$ feixes (1 para cada face) de 13 ϕ 8,0mm cd/12,92cm (N1);

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice M.

6.9.4.4. Pilares 20x80

Os pilares que possuem as dimensões de 20x80 cm são: P11, P41 e P43. E o pilar que está submetido a maior carga é o P11, com $N_d = 4293,768$ kN, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento dos pilares

$$\sigma_{cd,b,lim} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$2,1K_R f_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{4293,768}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 74,84 \text{ cm}$$

Portanto, os pilares com as dimensões 20x80 cm não precisam ser modificados, permanecendo com as mesmas dimensões. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão consideradas como um bloco quadrado, com o pilar no centro e as estacas dispostas com o espaçamento de 180 cm, e ainda a face externa das estacas estando distantes de 20 cm da face do bloco, mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 80} = 40,00 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 40,00 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2} = 113,60 \leq d \leq 160,00 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{4293,768}{\frac{50}{1,15}} \cong 14,81 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{14,81}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 7,37 \text{ barras} \Rightarrow 8\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 16,08 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 170 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \end{array} \right. \text{aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 170 - 10$$

= 160 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando as bielas:

c) *Verificação das bielas*

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 2,1K_R f_{cd} = 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 4,275 \text{KN/cm}^2 = 42,75 \text{MPa}$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{160}{180 \frac{\sqrt{2}}{2} - 40,00 * \frac{\sqrt{2}}{4}} \cong 1,414 \Rightarrow \alpha = 54,73^\circ \text{ (OK, entre } 45 \text{ e } 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4A_e \sin^2 \alpha} = \frac{4293,768}{4 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,73^\circ} \cong 0,570 / \text{cm}^2 = 5,70 \text{MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{4293,768}{(40,00 * 40,00) \sin^2 54,73^\circ} \cong 4,026 \text{kN/cm}^2 = 40,26 \text{MPa (OK, menor que a tensão limite)}$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) *Armaduras*

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16d f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{4293,768}{16 * 160 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 40,00) = 12,34 \text{cm}^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{12,34}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 6,14 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

4 feixes (1 para cada lado) de 7 ϕ 16,0mm (14,07cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 4 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{60}{7 - 1} = 10,00\text{cm (OK)}$$

$7 \phi 16,0\text{mm cd}/10,00\text{cm } (14,07\text{cm}^2)$

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,25 * A_{s,\text{lado}} = 0,25 * 12,34 = 3,09\text{cm}^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha poderão ser também a armadura de suspensão, deve-se ter: $A_{s,\text{malha}} \geq A_{s,\text{susp,face}}$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,\text{susp,tot}} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = \frac{4293,768}{6 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 16,46\text{cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,\text{susp,face}} = \frac{16,46}{4} = 4,12\text{cm}^2$$

Temos que:

$$A_{s,\text{malha}} \geq A_{s,\text{susp,face}} \Rightarrow 3,09 \geq 4,12 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso pode-se simplesmente fazer: $A_{s,\text{malha}} = A_{s,\text{susp,face}} = 4,12\text{cm}^2$.

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,\text{sup,x-y}}}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{4,12}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 8,20 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$9 \phi 8,0\text{mm } (4,52\text{cm}^2)$

Em cada espaço que existe entre a face do bloco e a face da estaca, será colocada uma barra. O restante será colocado espaço existente entre as estacas. O espaçamento entre barras (a faixa será considerada a distância entre as faces externas das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{120}{9 - 1}$$

$= 15,00\text{cm (na execução esse valor pode variar um pouco)}$

$2 \text{ feixes de } 9 \phi 8,0\text{mm cd}/10,00\text{cm } (4,52\text{cm}^2)$

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * A_{s,tot} , com A_{s,tot} = 4 * A_{s,lado}$$

$$A_{s,sup,tot} = 0,2 * (4 * 12,34) = 9,87cm^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s,sup,x-y} = \frac{9,87}{2} = 4,94cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,sup,x-y}}{A_{s,1barra}} = \frac{4,94}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 9,83 \Rightarrow 10 barras$$

$$10 \phi 8,0mm (5,03cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras fica (a faixa será considerada como as dimensões do bloco em planta de 280 cm nas duas direções, menos as distâncias das faces do bloco de 20 cm):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade de barras (q) - 1} = \frac{280 - 20 - 20}{10 - 1} = 26,67cm \text{ (na execução esse valor pode variar um pouco)}$$

$$2 feixes de 10 \phi 8,0mm cd/26,67cm (5,03cm^2)$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} = \frac{1}{8} * (4 * 12,34) = 6,17cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp,face}}{A_{s,1barra}} = \frac{6,17}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 12,27 \Rightarrow 13 barras$$

$$13 \phi 8,0mm (6,53cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade de barras (q) - 1} = \frac{160 - 5}{13 - 1} = 12,92cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{160}{3} = 53,33cm \\ 20 cm \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 cm OK$$

Portanto temos o seguinte:

4 feixes (1 para cada face) de 13 ϕ 8,0mm cd/12,92cm (6,53cm²)

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

$A_{s, \text{lado}} = 4$ feixes (1 para cada lado) de 7 ϕ 16,0mm cd/10,00cm (N2);

$A_{s, \text{malha, inf}} = 2$ feixes (1 para cada direção) de 9 ϕ 8,0mm cd/15,00cm (N4);

$A_{s, \text{sup, x-y}} = 2$ feixes (1 para cada direção) de 10 ϕ 8,0mm cd/26,67cm (N3);

$A_{sp, \text{face}} = 4$ feixes (1 para cada face) de 13 ϕ 8,0mm cd/12,92cm (N1);

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice N.

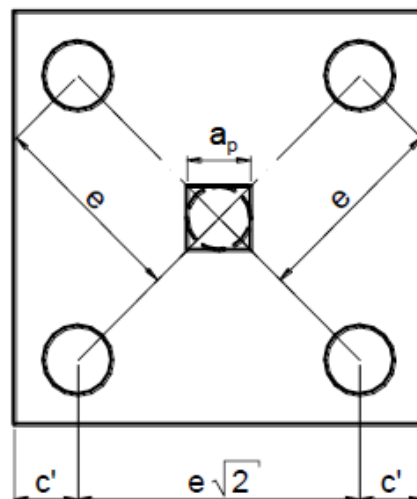
6.9.5. BLOCOS SOBRE CINCO ESTACAS.

O procedimento para o dimensionamento do bloco sobre cinco estacas é semelhante ao bloco sobre quatro estacas, mas deve-se modificar N por (4/5)N, dessa forma R_s é:

$$R_s = \frac{4}{5} \frac{N\sqrt{2}}{16} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

Equação 59

Figura 44 - Bloco sobre cinco estacas, com uma estaca no centro.



Fonte: Bastos (2023).

Considerando o intervalo o ângulo de inclinação das bielas sendo limitado entre: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, a altura útil permanece entre:

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2}$$

A altura do bloco (h) continua sendo calculada por:

$$h = d + d'$$

Sendo que d' ainda deve ser maior igual a:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases}, \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

E de forma análoga ao descrito para os blocos anteriores, a verificação das bielas é:

Biela na posição relativa à base do pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha}$$

Equação 60

E a biela na posição relativa ao topo da estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{5A_e \sin^2 \alpha}$$

Equação 61

A tensão limite indicada por Blevot é:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = 2,6K_R * f_{cd}$$

$$\sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1K_R * f_{cd}$$

Equação 62

E a condição de segurança permanece como:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad e \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

Considerando as expressões para os blocos sobre quatro estacas, N_d deve ser substituído por $(4/5) N_d$, os detalhamentos das armaduras ficam análogos. (Considerado armadura principal paralela aos lados e em malha).

A armadura paralela a cada lado é:

$$A_{s,lado} = \frac{4}{5} \frac{N_d}{16d f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{N_d}{20d f_{yd}} (2e - a_p)$$

Equação 63

A armadura de distribuição em malha, em cada direção, permanece como (visto que o número de faces permanece como 4):

$$A_{s,malha} = 0,25 * A_{s,lado} \geq 0,25 * A_{s,susp}$$

A armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{7,5f_{yd}}$$

Equação 64

A armadura superior permanece igual:

$$A_{s,sup} = 0,2A_s$$

E a armadura de pele também permanece igual:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8}A_{s,total}, \text{ com } A_{s,total} = 4A_{s,lado} = \text{armadura principal total}$$

E as recomendações para o espaçamento da armadura de pele continuam como:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 \text{ cm}$$

Vale informar que outras formas de blocos são possíveis, como a retangular, a de uma linha com três estacas e outra com duas estacas, a de pentágono, etc. Mas foi decidido permanecer o dimensionamento do bloco como sendo de forma quadrado, devido à simplificação por ser análogo ao bloco de quatro estacas.

6.9.5.1. Pilares 20x100

Os pilares que possuem as dimensões de 20x100 cm são: P7 e P46. E o pilar que está submetido a maior carga é o P7, com $N_d = 5611,994 \text{ kN}$, portanto os blocos para esses pilares serão dimensionados à partir dessa ação.

Como nas experiências passadas os pilares precisaram ser redimensionados por não passarem pela verificação das bielas, foi decidido pelo redimensionamento dos mesmos, já considerando o maior ângulo de inclinação das bielas (α):

a) Redimensionamento dos pilares

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,pil}$$

$$2,6K_Rf_{cd} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \Rightarrow 2,6 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = \frac{5611,994}{(20 * b_p) \sin^2 55^\circ} \Rightarrow b_p = 79,00 \text{ cm}$$

Portanto, os pilares com as dimensões 20x100 cm não precisam ser modificados, permanecendo com as mesmas dimensões. E então prosseguiremos com o dimensionamento do bloco:

b) Altura do bloco

As dimensões em planta serão consideradas como um bloco quadrado, com o pilar no centro e as estacas dispostas com o espaçamento de 180 cm, e ainda a face externa das estacas estando distantes de 20 cm da face do bloco, mas a altura do bloco será dimensionada por:

Seção de pilar quadrado com área equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} = \sqrt{20 * 100} = 44,72 \text{ cm}$$

Com o espaçamento (e) = 180 cm; dimensão do pilar (a_p) = 44,72 cm. Pode-se estimar o intervalo aceitável da altura útil (d):

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq e - \frac{a_p}{2} = 111,92 \leq d \leq 157,64 \text{ cm}$$

Essa altura deve permitir a ancoragem da armadura de arranque do pilar:

$$A_{pilar, arranque} = 0,15 * \frac{5611,994}{\frac{50}{1,15}} \cong 19,36 \text{ cm}^2$$

Escolhidas barras com diâmetro de 16 mm:

$$\frac{19,36}{\left(\frac{1,6^2 * \pi}{4} \right)} \cong 9,63 \text{ barras} \Rightarrow 10\phi 16 \text{ mm} (A_{s,e} = 20,11 \text{ cm}^2)$$

$$lb = 33,4 * 1,6 = 53,44 \text{ cm}$$

Foi adotada a altura total do bloco como sendo de 165 cm. Então a altura útil do bloco (d) resulta em:

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} a_{est} \\ \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{array} \right. = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \text{ aproximadamente } 10 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 165 - 10$$

= 155 cm (OK, está no intervalo e permite ancoragem da armadura de arranque do pilar)

Verificando as bielas:

c) Verificação das bielas

A tensão limite conforme Blevot:

$$\sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1K_R f_{cd} = 2,1 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 4,275KN/cm^2 = 42,75MPa$$

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = 2,6K_R f_{cd} = 2,6 * 0,95 * \frac{3,0}{1,4} = 5,293KN/cm^2 = 52,93MPa$$

O ângulo de inclinação das bielas de concreto:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{155}{180 \frac{\sqrt{2}}{2} - 44,72 * \frac{\sqrt{2}}{4}} \cong 1,391 \Rightarrow \alpha$$

$$= 54,29^\circ (OK, entre 45 e 55^\circ)$$

A tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{5A_e \sin^2 \alpha} = \frac{5611,994}{5 \left(\frac{\pi * 60^2}{4} \right) \sin^2 54,29^\circ} \cong 0,602/cm^2$$

$$= 6,02MPa (OK, menor que a tensão limite)$$

A tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} = \frac{5611,994}{(44,72 * 44,72) \sin^2 54,29^\circ} \cong 4,256kN/cm^2$$

$$= 42,56MPa (OK, menor que a tensão limite)$$

Dessa forma, as tensões atuantes são admissíveis e podemos continuar com a determinação das armaduras no próximo item.

d) Armaduras

Armadura principal ou armadura paralela ao lado:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{20d f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{5611,994}{20 * 155 * \left(\frac{50}{1,15} \right)} (2 * 180 - 44,72) = 13,13cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 16,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,lado}}{A_{s,1barra}} = \frac{13,13}{\frac{\pi * 1,60^2}{4}} = 6,53 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

4 feixes (1 para cada lado) de 7 ϕ 16,0mm (14,07cm²)

Essas são as barras N2, paralelas aos lados do bloco e sobre as estacas. Sendo no total de 4 feixes de barra.

E o espaçamento entre as barras (considerando a faixa igual ao diâmetro das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{60}{7 - 1} = 10,00\text{cm (OK)}$$

$7 \phi 16,0\text{mm cd}/10,00\text{cm } (14,07\text{cm}^2)$

Armadura da malha inferior:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,25 * A_{s,\text{lado}} = 0,25 * 13,13 = 3,28\text{cm}^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha poderão ser também a armadura de suspensão, deve-se ter: $A_{s,\text{malha}} \geq A_{s,\text{susp,face}}$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,\text{susp,tot}} = \frac{N_d}{7,5f_{yd}} = \frac{5611,994}{7,5 * \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 17,21\text{cm}^2$$

Armadura de suspensão por face:

$$A_{s,\text{susp,face}} = \frac{17,21}{4} = 4,30\text{cm}^2$$

Temos que:

$$A_{s,\text{malha}} \geq A_{s,\text{susp,face}} \Rightarrow 3,28 \geq 4,30 \text{ NÃO OK}$$

Portanto, neste caso pode-se simplesmente fazer: $A_{s,\text{malha}} = A_{s,\text{susp,face}} = 4,30\text{cm}^2$.

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s,\text{sup,x-y}}}{A_{s,1\text{barra}}} = \frac{4,30}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 8,55 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

$9 \phi 8,0\text{mm } (4,52\text{cm}^2)$

Em cada espaço que existe entre a face do bloco e a face da estaca, será colocada uma barra. O restante será colocado espaço existente entre as estacas. O espaçamento entre barras (a faixa será considerada a distância entre as faces externas das estacas):

$$e = \frac{\text{faixa}(f)}{\text{quantidade de barras } (q) - 1} = \frac{120}{9 - 1}$$

$= 10,00\text{cm (na execução esse valor pode variar um pouco)}$

$2 \text{ feixes de } 9 \phi 8,0\text{mm cd}/15,00\text{cm } (4,52\text{cm}^2)$

Armadura superior negativa em malha:

$$A_{s, sup, tot} = 0,2 * A_{s, tot} , com A_{s, tot} = 4 * A_{s, lado}$$

$$A_{s, sup, tot} = 0,2 * (4 * 13,13) = 10,50 cm^2$$

Como a malha tem barras em duas direções perpendiculares, para cada direção x-y da malha superior tem-se:

$$A_{s, sup, x-y} = \frac{10,50}{2} = 5,25 cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{s, sup, x-y}}{A_{s, 1 barra}} = \frac{5,25}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 10,44 \Rightarrow 11 barras$$

$$11 \phi 8,0 mm (5,53 cm^2)$$

E o espaçamento entre as barras fica (a faixa será considerada como as dimensões do bloco em planta de 280 cm nas duas direções, menos as distâncias das faces do bloco de 20 cm):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade de barras (q) - 1} = \frac{280 - 20 - 20}{11 - 1} = 24,00 cm (na execução esse valor pode variar um pouco)$$

$$2 feixes de 11 \phi 8,0 mm cd / 24,00 cm (5,53 cm^2)$$

Armadura de pele por face:

$$A_{sp, face} = \frac{1}{8} A_{s, total} = \frac{1}{8} * (4 * 13,13) = 6,57 cm^2$$

Utilizando o Anexo C, foram adotadas barras de diâmetro de 8,0 mm. E a quantidade de barras pode ser calculada por:

$$q = \frac{A_{sp, face}}{A_{s, 1 barra}} = \frac{6,57}{\frac{\pi * 0,8^2}{4}} = 13,07 \Rightarrow 14 barras$$

$$14 \phi 8,0 mm (7,04 cm^2)$$

Essas são as barras N1, que são distribuídas ao longo da altura do bloco. O espaçamento entre as barras é (considerando a faixa igual à altura útil do bloco menos o cobrimento):

$$e = \frac{faixa(f)}{quantidade de barras (q) - 1} = \frac{155 - 5}{14 - 1} = 11,54 cm$$

E a verificação:

$$s \leq \begin{cases} \frac{155}{3} = 51,67cm \\ 20 cm \end{cases} \quad e \quad s \geq 8 cm \text{ OK}$$

Portanto temos o seguinte:

4 feixes (1 para cada face) de 14 ϕ 8,0mm cd/11,54cm (7,04cm²)

e) Detalhamento

Resumo das armaduras:

A_{s,lado} = 4 feixes (1 para cada lado) de 7 ϕ 16,0mm cd/10,00cm (N2);

A_{s,malha,inf} = 2 feixes (1 para cada direção) de 9 ϕ 8,0mm cd/15,00cm (N4);

A_{s,sup,x-y} = 2 feixes (1 para cada direção) de 11 ϕ 8,0mm cd/24,00cm(N3);

A_{sp,face} = 4 feixes (1 para cada face) de 14 ϕ 8,0mm cd/11,54cm (N1);

Outros detalhes podem ser vistos no Apêndice O.

6.10. ORÇAMENTO

Para elaborar o orçamento do projeto de fundação em estacas escavadas, foram utilizadas informações do SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) e do CDHU (Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano).

Vale ressaltar que algumas situações que podem influenciar no orçamento, não foram consideradas para o desenvolvimento do projeto de fundação. (Como por exemplo: Uso de vigas de equilíbrio para blocos com apenas uma ou duas estacas (visto que não foram consideradas ações que resultem em momentos fletores.)).

As informações do orçamento estão apresentadas no Apêndice Q.

6.11. COMPARAÇÃO COM ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO

A comparação do projeto de fundação em estacas escavadas será feita com o projeto de fundação em estacas pré-moldadas de concreto.

O engenheiro civil, Arounian, R. S, realizou o trabalho de conclusão de curso em engenharia civil em 2022 e o tema era justamente o projeto em fundação em estacas pré-moldadas de concreto.

Para efeitos de melhor comparação, a princípio, todo esse trabalho (projeto de fundação em estacas escavadas) foi realizado com a mesma

sondagem de investigação do solo e planta do pavimento tipo que o trabalho realizado por Arounian.

6.11.1. DIVERGÊNCIAS

Inicialmente, Arounian fixou o valor de 15 cm para uma das dimensões dos pilares, para que os mesmos pudessem se “esconder” dentro das paredes, conservando o aspecto arquitetônico do edifício. Mas a NBR 6118 recomenda o valor mínimo de 19 cm, portanto que para esse trabalho foi adotado o valor de 20 cm.

Devido ao “engrossamento” das paredes, os cômodos teriam áreas disponíveis menores, por isso se optou pelo aumento de (4/3) das dimensões da planta do pavimento tipo. Visto que a razão de 20 para 15 cm é igual à de 4/3. Esse aumento ocasiona em maiores áreas de influências dos pilares e consequentemente em maiores cargas atuantes, que por sua vez resulta em blocos e estacas que devem suportar essas cargas. Encarecendo o projeto.

Arounian também comenta o uso do software TQS, que o auxiliou no dimensionamento do seu projeto. Para esse trabalho, o software TQS não foi utilizado, o que resultou em um dimensionamento mais trabalhoso, visto que grande parte dos cálculos foi realizada “manualmente”.

A tabela abaixo apresenta os resultados para as cargas atuantes e o número de estacas obtidas por Arounian. Vale ressaltar que Arounian considerou para o projeto, estacas pré-moldadas de concreto com diâmetro de 26 cm, e ainda a carga atuante em tf (Tonelada-força) pode ser convertida para kN (kiloNewton) bastando a multiplicação pela aceleração da gravidade (aproximadamente $9,8 \text{ m/s}^2$).

Tabela 10 - Cargas atuantes para estacas pré-moldadas de concreto.

Pilar	Dimensão (cm)	Carga Atuante (tf)	Carga Atuante (N)	Pe (tf)	N de estacas
P1	15/40	64,596	633,0408	50	2
P2	15/40	122,472	1200,2256	50	3
P3	15/40	155,554	1524,4292	50	4
P4	15/40	157,108	1539,6584	50	4
P5	15/40	120,876	1184,5848	50	3
P6	15/40	62,468	612,1864	50	2
P7	15/70	278,81	2732,338	50	6
P8	15/40	140,854	1380,3692	50	3
P9	15/50	249,886	2448,8828	50	5
P10	15/50	240,688	2358,7424	50	5
P11	15/50	245,042	2401,4116	50	5
P12	15/50	247,296	2423,5008	50	5
P13	15/40	136,15	1334,27	50	3
P14	15/40	158,956	1557,7688	50	4
P15	15/70	258,426	2532,5748	50	6
P16	15/40	76,846	753,0908	50	2

P17	15/40	168,616	1652,4368	50	4
P18	15/40	163,744	1604,6912	50	4
P19	15/40	164,948	1616,4904	50	4
P20	15/40	166,152	1628,2896	50	4
P21	15/40	74,704	732,0992	50	2
P22	15/40	47,04	460,992	50	1
P23	15/100	156,002	1528,8196	50	4
P24	15/40	150,36	1473,528	50	4
P25	15/100	150,024	1470,2352	50	4
P26	15/40	51,52	504,896	50	2
P27	15/100	143,92	1410,416	50	3
P28	15/100	170,352	1669,4496	50	4
P29	15/40	47,32	463,736	50	1
P30	15/40	151,55	1485,19	50	4
P31	15/40	51,856	508,1888	50	2
P32	15/40	161,476	1582,4648	50	4
P33	15/40	158,34	1551,732	50	4
P34	15/40	76,51	749,798	50	2
P35	15/40	166,25	1629,25	50	4
P36	15/40	164,29	1610,042	50	4
P37	15/40	75,712	741,9776	50	2
P38	15/70	251,02	2459,996	50	6
P39	15/40	161	1577,8	50	4
P40	15/40	142,338	1394,9124	50	3
P41	15/40	243,81	2389,338	50	5
P42	15/40	244,874	2399,7652	50	5
P43	15/40	140,672	1378,5856	50	3
P44	15/70	250,054	2450,5292	50	6
P45	15/40	140,672	1378,5856	50	3
P46	15/70	282,198	2765,5404	50	6
P47	15/40	68,054	666,9292	50	2
P48	15/40	127,75	1251,95	50	3
P49	15/40	158,872	1556,9456	50	4
P50	15/40	159,166	1559,8268	50	4
P51	15/40	126,714	1241,7972	50	3
P52	15/40	67,284	659,3832	50	2

Fonte: AROUNIAN, R.S. (2022). Adaptado pelo autor.

Ao comparar os valores das cargas atuantes dessa tabela com o resultado apresentado pela Tabela 7 - Áreas de Influências e Cargas Atuantes dos Pilares, pode-se observar que os resultados são semelhantes (apesar do aumento das dimensões da planta do pavimento tipo). Entretanto, Auronian não apresenta as áreas de influência dos pilares e suas considerações para o cálculo dessas cargas, diferentemente desse trabalho.

Além disso, Auronian não utilizou a carga atuante de cálculo (que é obtida ao se multiplicar a carga atuante característica por 1,4), e também não realizou o acréscimo da carga devido à posição relativa dos pilares (interno,

extremidade e canto, como podem ser observados na Tabela 5 – Valor do coeficiente α para cada tipo de pilar.). A não majoração da carga atuante, resulta em menores quantidades de estacas por bloco, o que por sua vez resulta em blocos de dimensões e armaduras reduzidas, impactando no orçamento do projeto.

O método utilizado para o cálculo do comprimento das estacas foi o mesmo (Aoki e Velloso), no qual, Arounian determinou o comprimento de 8 m para suas estacas, utilizando 188 estacas (total de 1504m). E para esse trabalho foi determinado o comprimento de 11m e 154 estacas (total de 1694m).

E, além disso, Arounian considerou o uso de concreto do tipo C50, e para esse trabalho foi considerado o de concreto do tipo C30. O que também resulta em maior volume de concreto necessário, aumentando o volume das escavações e dimensões dos blocos, influenciando no valor do orçamento.

Enfim, o orçamento realizado por Arounian pode ser observado abaixo:

Tabela 11- Orçamento para estacas pré-moldadas de concreto

Orçamento					
Item	Descrição	Qntd	Unid	Valor	Valor total
Execução de Fundações					
Locação					
1.1	Gabarito	1	Unidade	R\$ 948,54	R\$ 948,54
1.2	Bate Estacas	1	Mês	R\$ 5.870,40	R\$ 5.870,40
Estaqueamento					
2.1	Estacas pré-moldadas de concreto, Ø 26cm	188	Unidades	R\$ 236,24	R\$ 44.413,30
2.2	Execução do Estaqueamento	1	Unidade	R\$ 144.200,80	R\$ 144.200,80
Execução de blocos sobre as estacas					
Escavação					
3.1	Escavação manual	52	m³	R\$ 323,09	R\$ 16.800,68
Armação					
3.2	Aço CA-50 Ø 6,3mm	132	Kg	R\$ 17,85	R\$ 2.356,20
3.3	Aço CA-50 Ø 8mm	548	Kg	R\$ 16,40	R\$ 8.987,20
3.4	Aço CA-50 Ø 10mm	2006	Kg	R\$ 14,51	R\$ 29.107,06
3.5	Aço CA-50 Ø 12,5mm	1403	Kg	R\$ 12,70	R\$ 17.818,10
3.6	Aço CA-50 Ø 16mm	585	Kg	R\$ 11,42	R\$ 6.680,70
Concreto					
3.7	Bombeamento	52	m³	R\$ 490,40	R\$ 25.500,80
3.8	Concreto Usinado C50	52	m³	R\$ 488,98	R\$ 25.426,96
Valor Total					R\$ 321.291,80

Fonte: AROUNIAN, R.S. (2022). Adaptado pelo autor.

Ademais, Arounian consultou o custo da construção do metro quadrado em Catanduva, e obteve o valor estimado em R\$1800,00. E ainda calculou o valor estimado de R\$7.840.152,00 para a construção de todo o empreendimento. Em outras palavras, Arounian considerou que área total é de cerca de $4.355,64\text{m}^2$ (12 pavimentos $\times$ $362,97\text{ m}^2$). E ainda acrescentou que é esperado que cerca de 10% do valor total da obra seja gasta na execução da fundação, no seu caso representou cerca de 4,01% (R\$321.291,80 de R\$7.840.152,00).

Como comentado anteriormente, esse trabalho apresenta dimensões da planta do pavimento tipo maior que o trabalho realizado por Arounian, possuindo a área total de $7.741,44\text{m}^2$ (12 pavimentos $\times$ $645,12\text{m}^2$), representando o valor total de R\$13.934.592,00. E então, a execução da fundação representa cerca de 5,54% (R\$772.733,81 de R\$13.934.592,00).

Dessa forma, para uma comparação mais justa, as diversas considerações deveriam ter sido idênticas (como as dimensões dos pilares e suas áreas de influência, tipo de concreto, cargas atuantes, etc). Entretanto, para a realização desse trabalho, foi optado pelas adoções de diversas recomendações das obras da literatura que se encontram listadas nas referências bibliográficas.

E ainda vale ressaltar que além do custo do projeto de fundações, é importante que o executante considere as vantagens e desvantagens que cada tipo de estaca apresenta (como a ocorrência de vibrações, dificuldade para o transporte, necessidade de maquinário, etc).

Outra comparação que pode ser realizada é se levarem em conta valores das estacas da SINAPI 02/2022 e 06/2024, visto que Arounian realizou seu trabalho no ano de 2022, e este presente trabalho foi realizado no ano de 2024.

A estaca escavada mecanicamente de 60 cm de diâmetro possui o valor de R\$213,14/m para a SINAPI 06/2024. Mas para a SINAPI 02/2022 ela possui o valor de R\$167,10/m. Sendo assim, pode-se pensar em um fator de aumento: $\frac{213,14}{167,10} \cong 1,28$.

Dessa mesma forma, a estaca pré-moldada de concreto de 26 cm que possui o valor de R\$236,24/m para o trabalho de Arounian, pode ser “atualizada” para o valor de R\$302,39/m. (Obtido pela operação: R\$236,24/m $\times$ 1,28).

Portanto, o orçamento de Arounian, ao se considerar apenas as estacas resulta em R\$454.794,56. (Obtido pela operação: R\$302,39/m $\times$ 1504m). O que é superior ao se considerar o projeto em estacas escavadas, mesmo com a consideração do aumento das dimensões e conseqüentemente as cargas atuantes. Vale ressaltar que o valor do projeto em estacas escavadas é de R\$361.516,54 (apresentado no Apêndice Q, obtido pela operação: R\$213,14/m $\times$ 1694m).

7. CONCLUSÃO

A realização desse trabalho conseguiu atingir os objetivos, como a execução do projeto de fundação em estacas escavadas para um edifício de 12 pavimentos e a comparação com o projeto de fundação em estacas pré-moldadas de concreto.

Apesar de esse trabalho ser focado no projeto de fundação em estacas, diversos conhecimentos nas diferentes áreas da Engenharia Civil também foram necessários para sua execução. Esse fato demonstra que os campos da engenharia são interdependentes e que o período da graduação de um engenheiro civil deve ser interdisciplinar.

Também fica evidente a necessidade do uso das normas técnicas e outras obras de diversos autores que contribuíram para o estabelecimento de métodos para a resolução de problemas que a engenharia se depara, resultando em soluções que oferecem segurança e economia.

E por fim, apesar das divergências desse trabalho com o trabalho realizado por Arounian, ambos elaboraram um projeto de fundação. E a porcentagem do custo desses projetos em relação à previsão do custo total de todo o edifício não é muito diferente e são inferiores a 10% (5,54% para o projeto de fundação em estacas escavas, 4,01% para o projeto de fundação em estacas pré-moldadas de concreto). Indicando que ambos projetos são viáveis.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003, 18p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. NBR 8036. Rio de Janeiro, 1983, 3p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014, 238p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e execução de fundações – Procedimento. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2019, 108p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio. NBR 13714. Rio de Janeiro, 2000, 25p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Sistemas prediais de água fria e água quente – Projeto, execução, operação e manutenção. NBR 5626. Rio de Janeiro, 2020, 56p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001, 17p.

ALONSO, U. R. Previsão e controle das fundações. 3ª ed., São Paulo: Blucher, 2019, 160p.

ALVA, M. S. GERSON. Projeto Estrutural de Blocos sobre Estacas. Universidade Federal de Santa Maria – Centro de Tecnologia – Departamento de Estruturas e Construção Civil, 2007.

AROUNIAN, R. S. Projeto de fundação em estacas pré-moldadas de concreto – Edifício de 12 pavimentos no município de Catanduva (SP). Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharia Civil, UNESP, Campus de Ilha Solteira, 2022, 77p.

BASTOS, P. S. Blocos de fundação. Universidade Estadual Paulista (Unesp) – Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

BERNARDES, M. G. Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício residencial de 10 pavimentos na cidade de Bauru (SP). Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharia Civil, UNESP, Campus de Ilha Solteira, 2022, 91p.

CAMPOS, J.C. Elementos de fundações em concreto – São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2015, 542p.

FLEMINH, W. K.; SLIWINSKI, Z. J. *The use and influence of bentonite in bored pile construction*. CIRIA – Construction Industry Research And Information Association, London, 1997.

HACHICH, W. et al. Fundações: Teoria e prática. In: NÁPOLES NETO, A. D. F., História das Fundações – Uma breve história das fundações. 2ª ed., São Paulo: PINI, 2019, 804p.

LIBÂNIO M. PINHEIRO, CARVALHO C. ROBERTO. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado, Volume 2, 2009.

LIBÂNIO M. PINHEIRO, CASSIANE D. MUZARDO, SANDRO P. SANTOS. Pré-dimensionamento de pilares. USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

MACINTYRE, A.J. – Instalações Hidráulicas – Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1982.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Patologia das fundações. 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2015, 256p.

NETO, S. A. D. Notas de aula da disciplina de Fundações do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, 2023.

PINTO, S. Tabela de Ancoragem de Estribos – Esquemas de Construção. Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), 2020.

SANTOS, P.S. Tecnologia de argilas. São Paulo: Edgard Blucher, 1975.

SOUZA, A. Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo (EPUSP), São Paulo, 2001, 297p.

TSUTIYA, M. T, SOBRINHO, P. A. Abastecimento de água. 3. ed. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola da Universidade de São Paulo, 2006.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. Volume completo. 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 568p.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI. Disponível em: <<https://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx>>. Acesso em: 8 de Maio de 2024.

GOVERNO DO ESTADO DE SÃO PAULO. Companhia De Desenvolvimento Habitacional e Urbano – CDHU. Disponível em: <<https://www.cdhu.sp.gov.br>>. Acesso em: 8 de Maio de 2024.

Apêndice A – Tabela de Cálculo do Comprimento da Estaca

i	Δl_i (m)	α_i	K_i (kPa)	$N_{méd,i}$	$f_{máx,i}$ (kPa)	K_p (kPa)	N_p	$q_{p,r}$ (kPa)	$A_{s,i}$ (m ²)	$Q_{p,r}$ (kN)	$Q_{s,r,i}$ (kN)	$\Sigma Q_{s,r,i}$ (kN)	Q_r (kN)	Obs
1	1	0,03	600	7	18	600	7	1200	1,885	339,29	33,93	33,93	373,22	Não ok
2	4	0,03	600	6	15,4286	600	9	1542,86	7,540	436,23	116,33	150,26	586,49	Não ok
3	1	0,03	600	10	25,7143	1000	11	3142,86	1,885	888,62	48,47	198,73	1087,35	Não ok
4	1	0,014	1000	16	32	1000	21	6000	1,885	1696,46	60,32	259,05	1955,51	Não ok
5	2	0,014	1000	39	78	1000	51	14571,43	3,770	4119,97	294,05	553,10	4673,07	Não ok
6	2	0,014	1000	53	106	1000	54,2857	15510,20	3,770	4385,41	399,61	952,71	5338,12	Ok

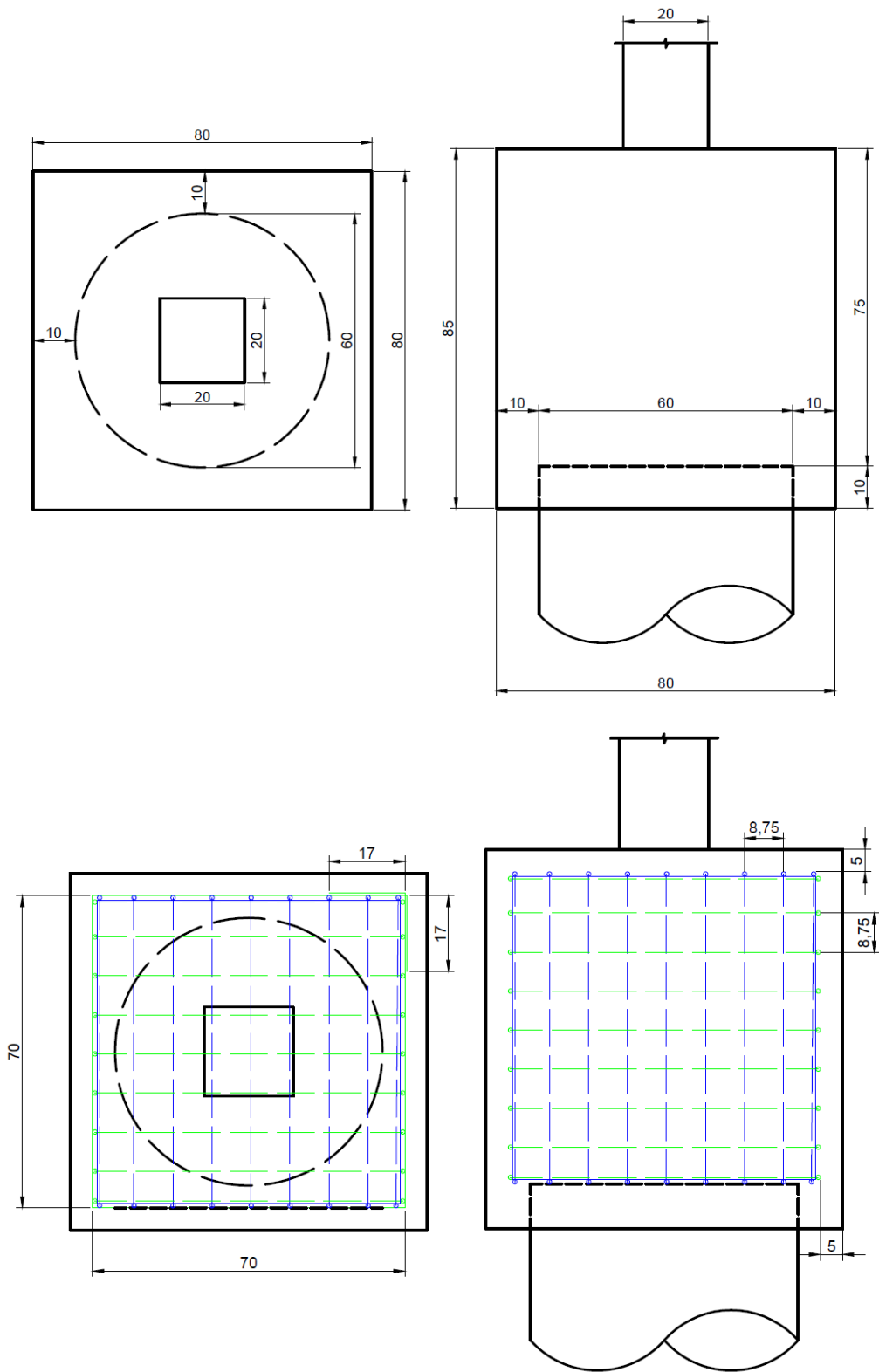
Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

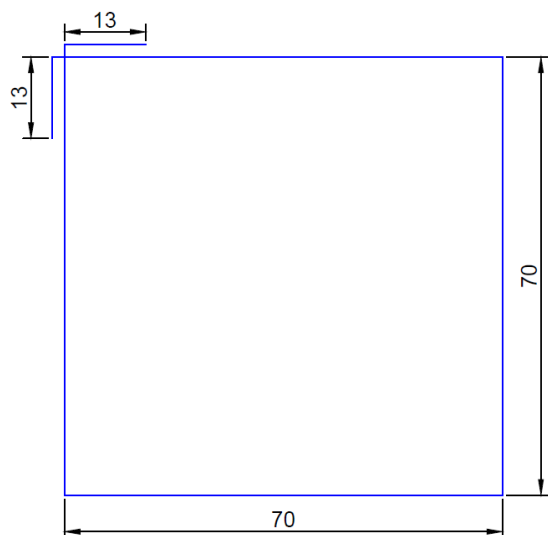
Apêndice B – Dimensões dos pilares e quantidades de estacas por pilar

20x20 e 1 estaca	20x30 e 2 estacas	20x35 e 2 estacas	20x40 e 2 estacas	20x45 e 3 estacas	20x50 e 3 estacas	20x55 e 3 estacas	20x60 e 3 estacas	20x65 e 4 estacas	20x70 e 4 estacas	20x75 e 4 estacas	20x80 e 4 estacas	20x100 e 5 estacas
P22	P1	P16	P2	P8	P20	P17	P3	P9	P40	P10	P11	P7
P26	P6	P21	P5	P13	P33	P23	P4	P12		P14	P41	P46
P27	P47	P32		P48	P36	P24	P18	P42		P15	P43	
P31	P52	P37		P51	P39	P25	P19	P44		P38		
					P45	P30	P28					
							P29					
							P34					
							P35					
							P49					
							P50					

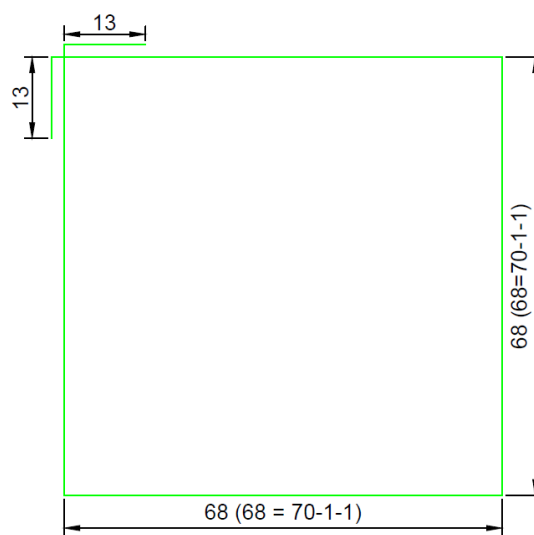
Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Apêndice C – Detalhamento – Blocos sobre uma estaca e Pilares 20x20 cm.





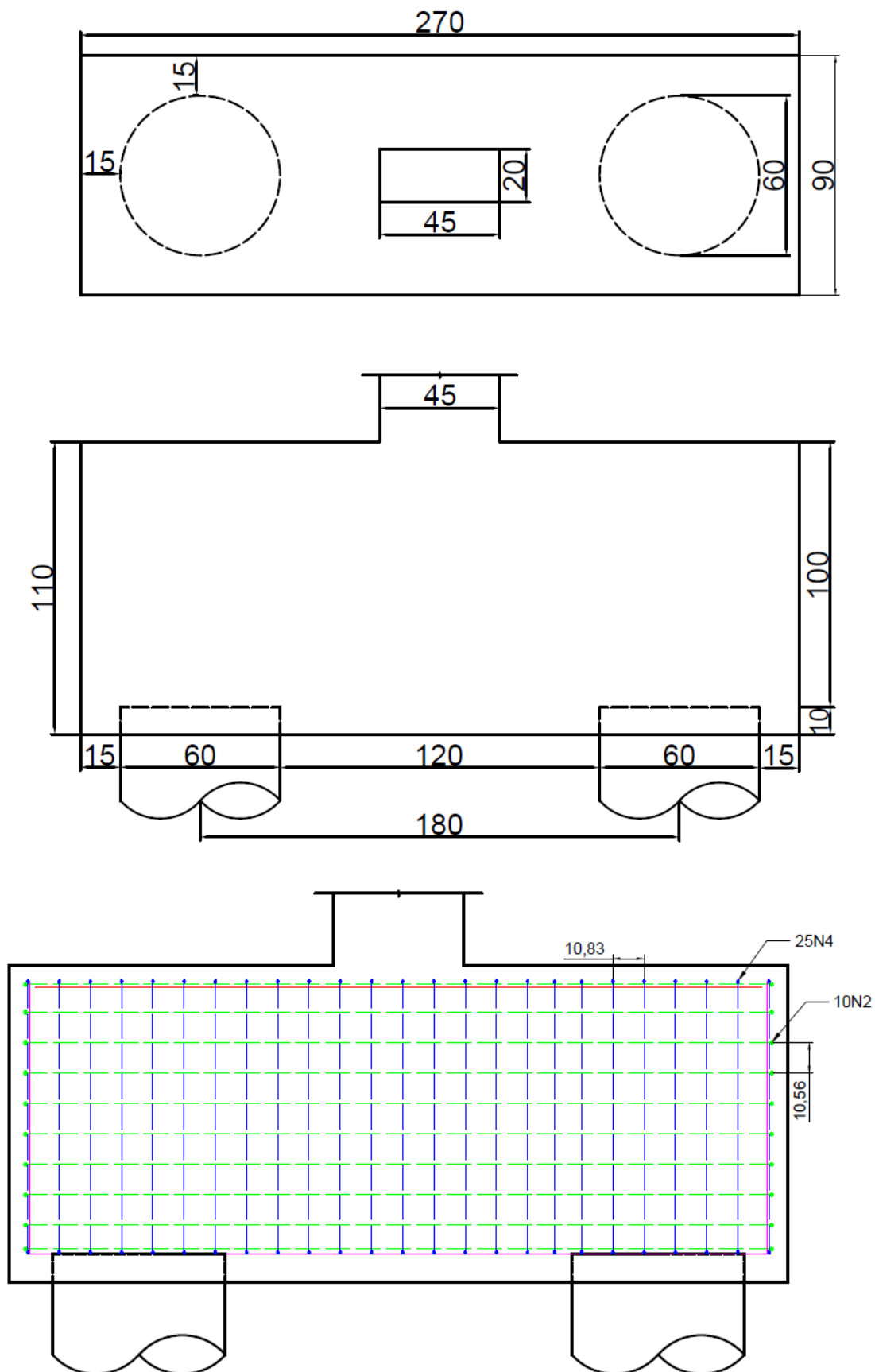
Estribo vertical - 9 Ø 10,0mm, C = 314 cm
 $(314 = 2 \cdot (70 + 70 + 17))$ cm (consultar Anexo G)



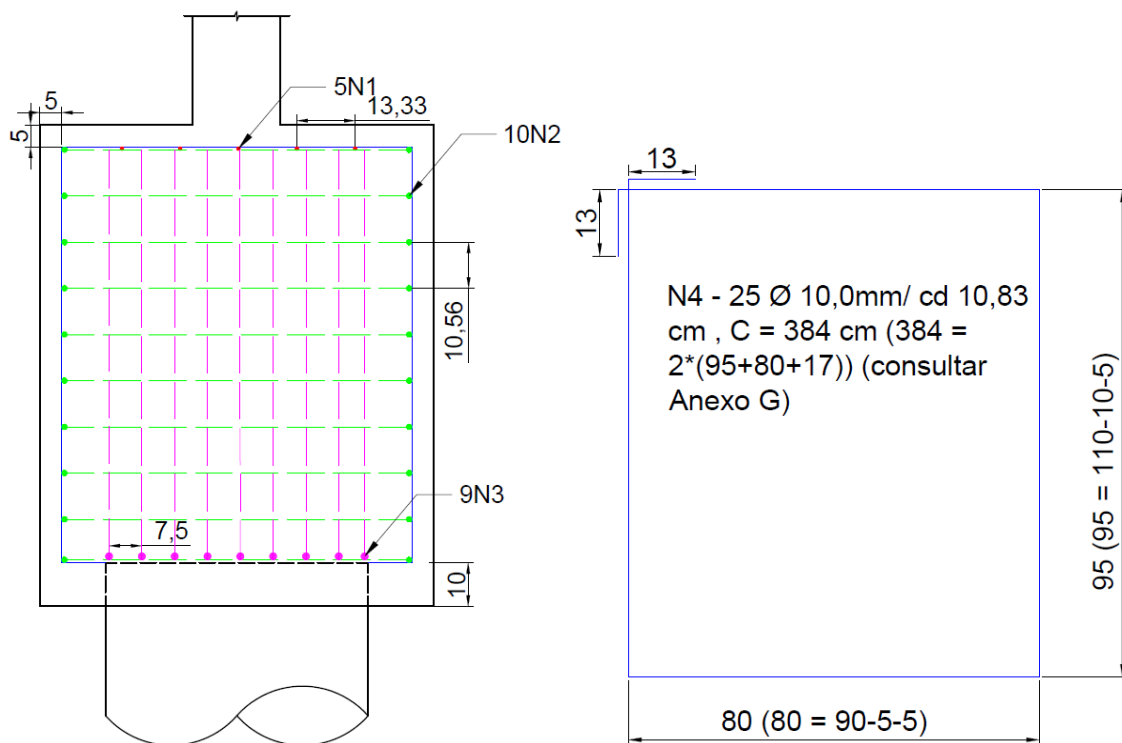
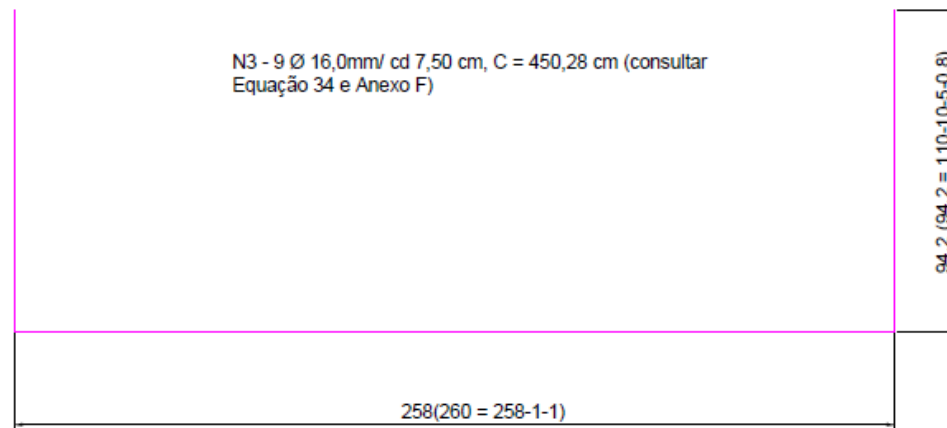
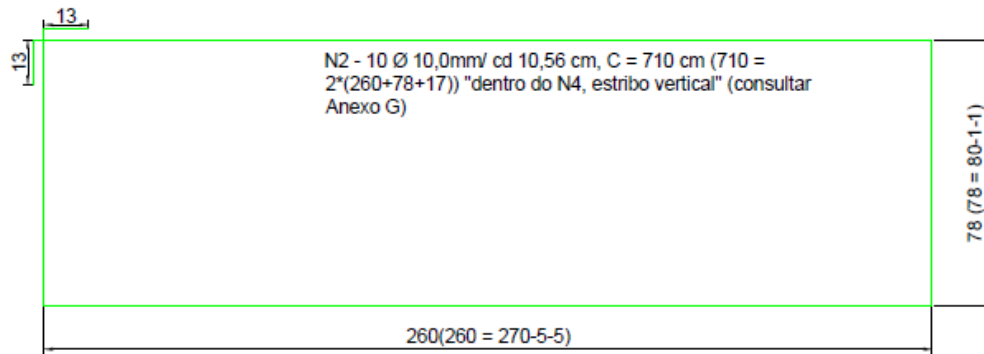
Estribo horizontal - 9 Ø 10,0mm, C = 306 cm ($306 = 2 \cdot (68 + 68 + 17)$) cm "dentro do estribo vertical" (consultar Anexo G)

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Apêndice D – Detalhamento – Blocos sobre duas estacas e Pilares 20x30 cm, redimensionado para 20x45cm.

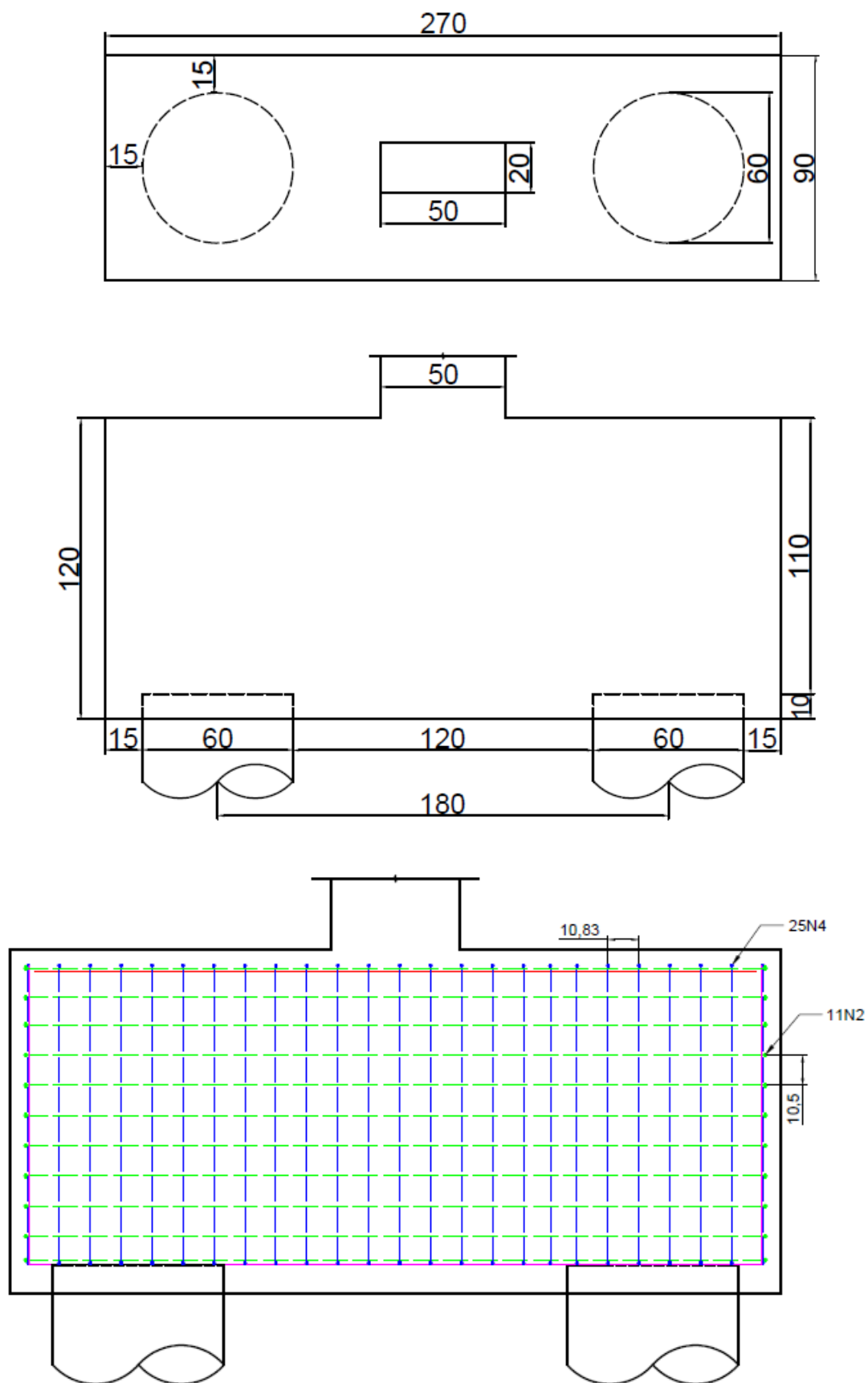


N1 - 5 Ø 8mm/ cd 13,33 cm, C = 258 cm (258 = 260-1-1) "dentro do N2, estribo horizontal"

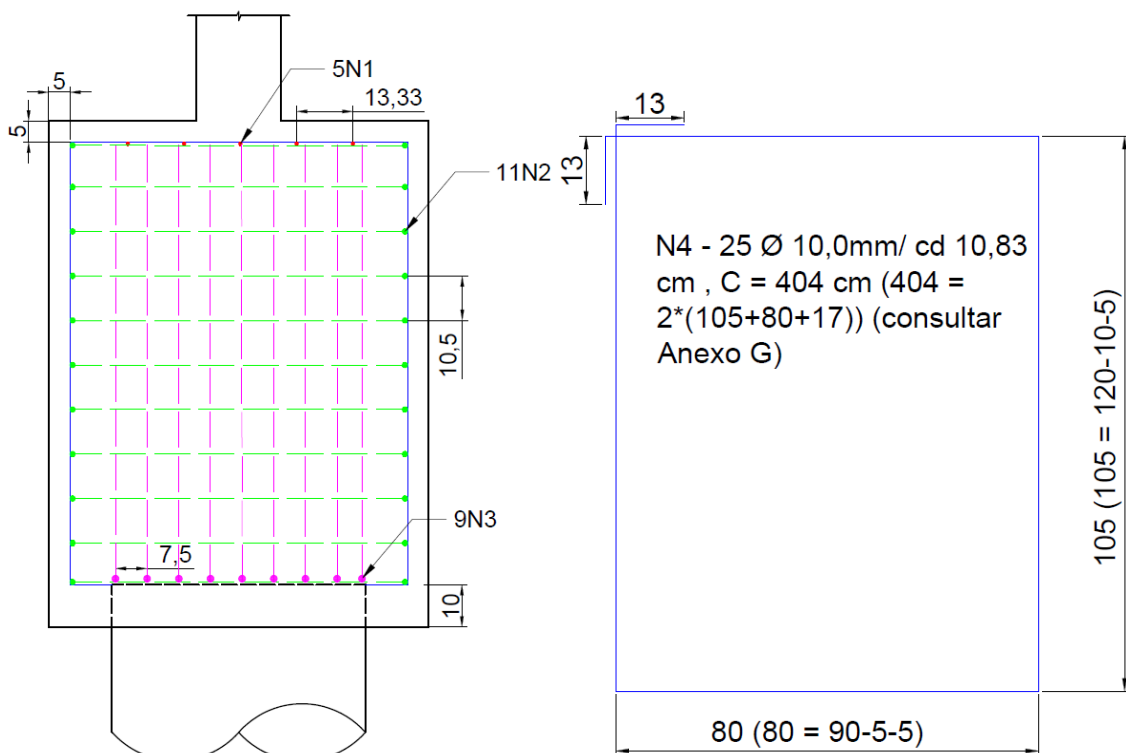
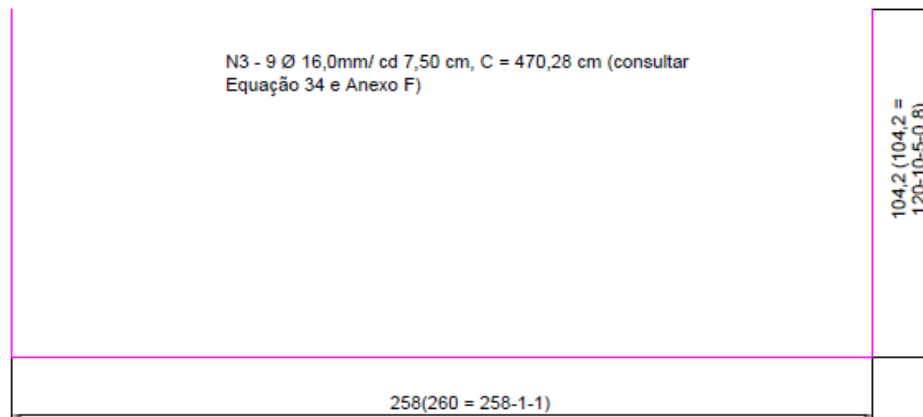
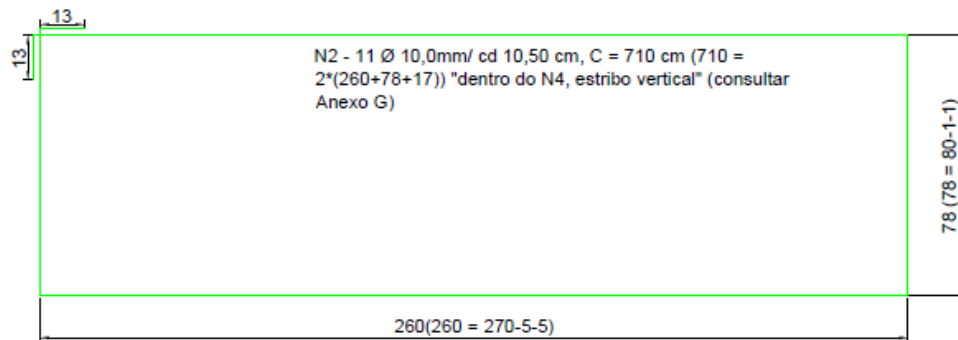


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice E – Detalhamento – Blocos sobre duas estacas e Pilares 20x35 cm, redimensionado para 20x50cm.

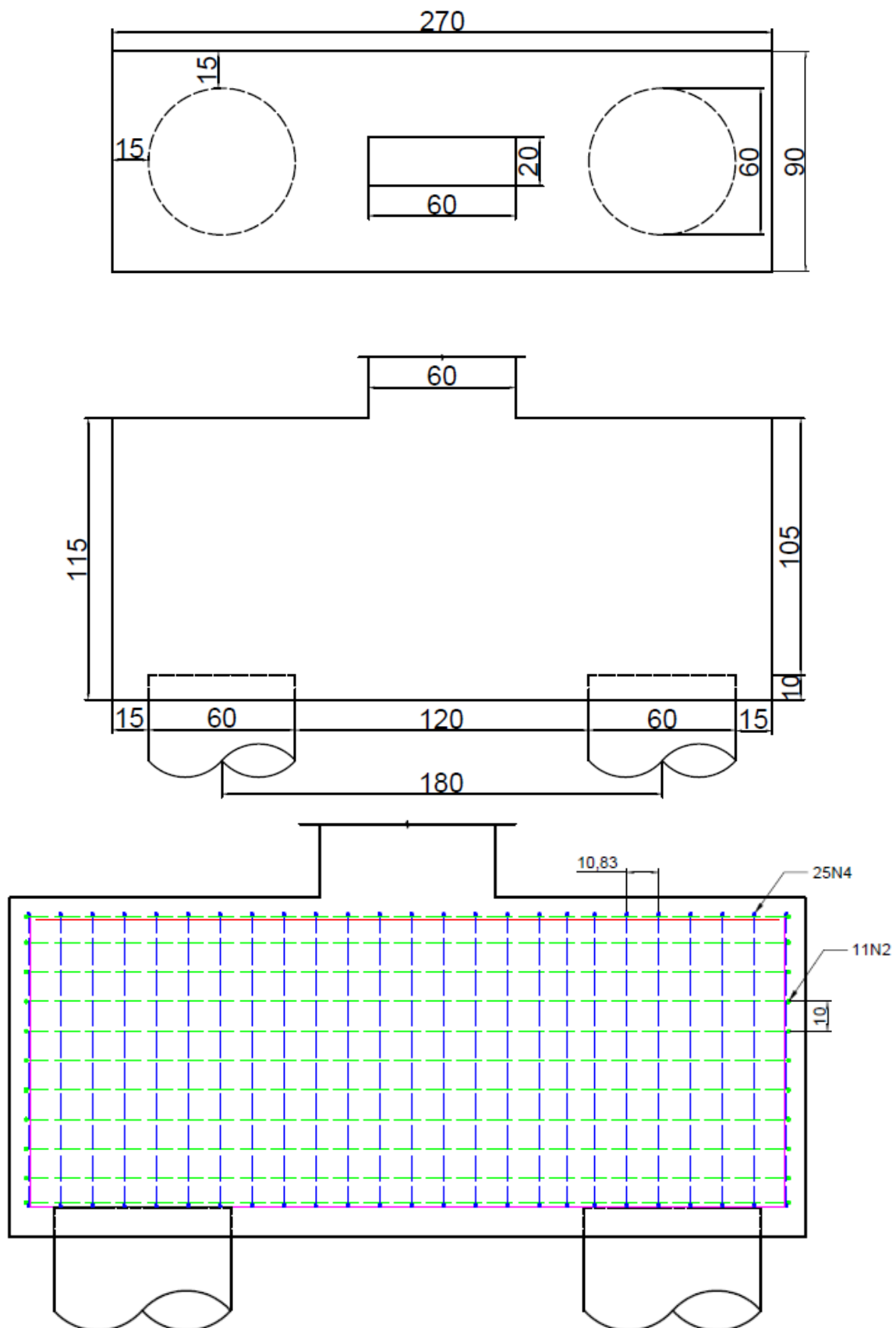


N1 - 5 Ø 8mm/ cd 13,33 cm, C = 258 cm (258 = 260-1-1) "dentro do N2, estribo horizontal"

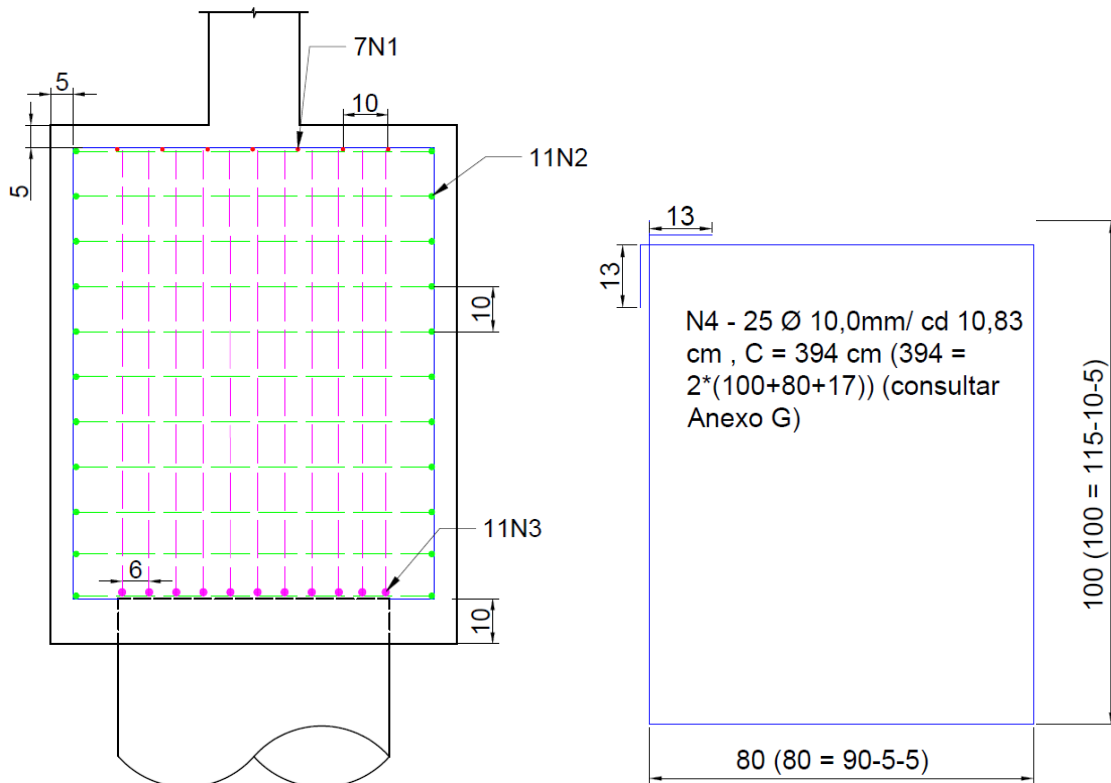
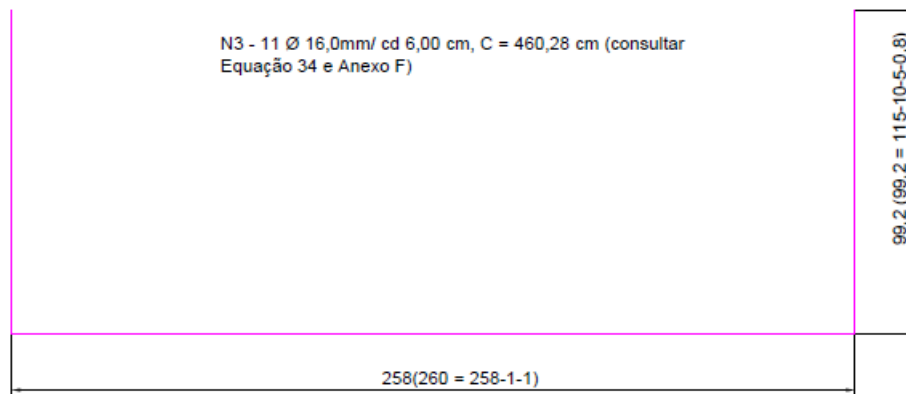
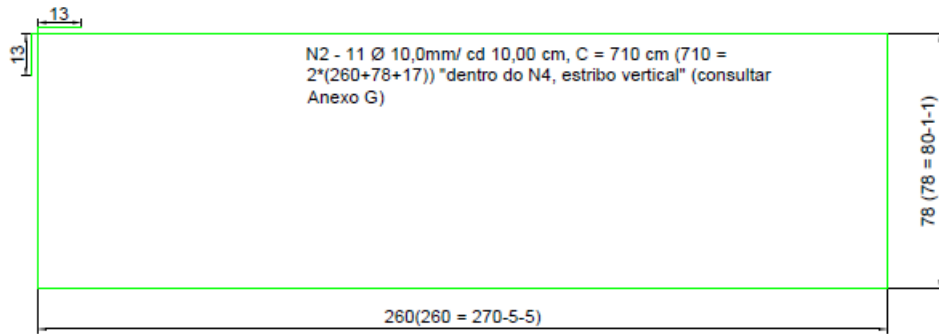


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice F – Detalhamento – Blocos sobre duas estacas e Pilares 20x40 cm, redimensionado para 20x60cm.

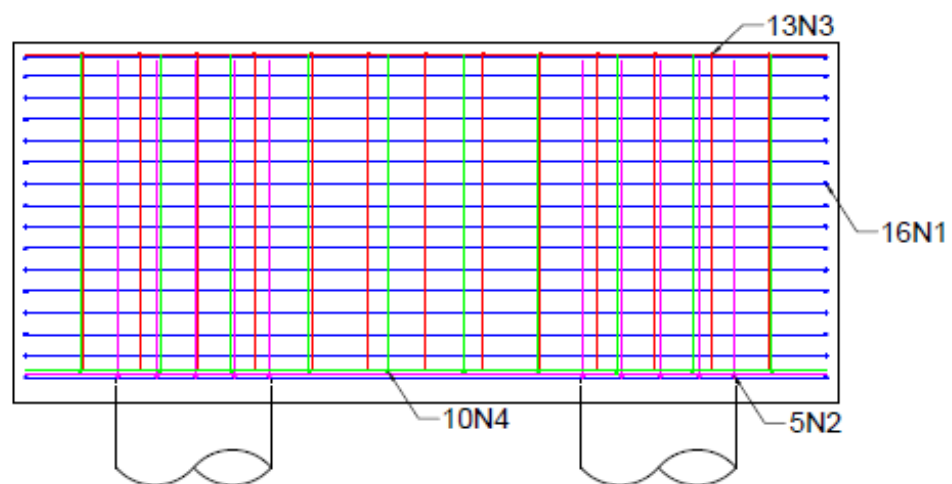
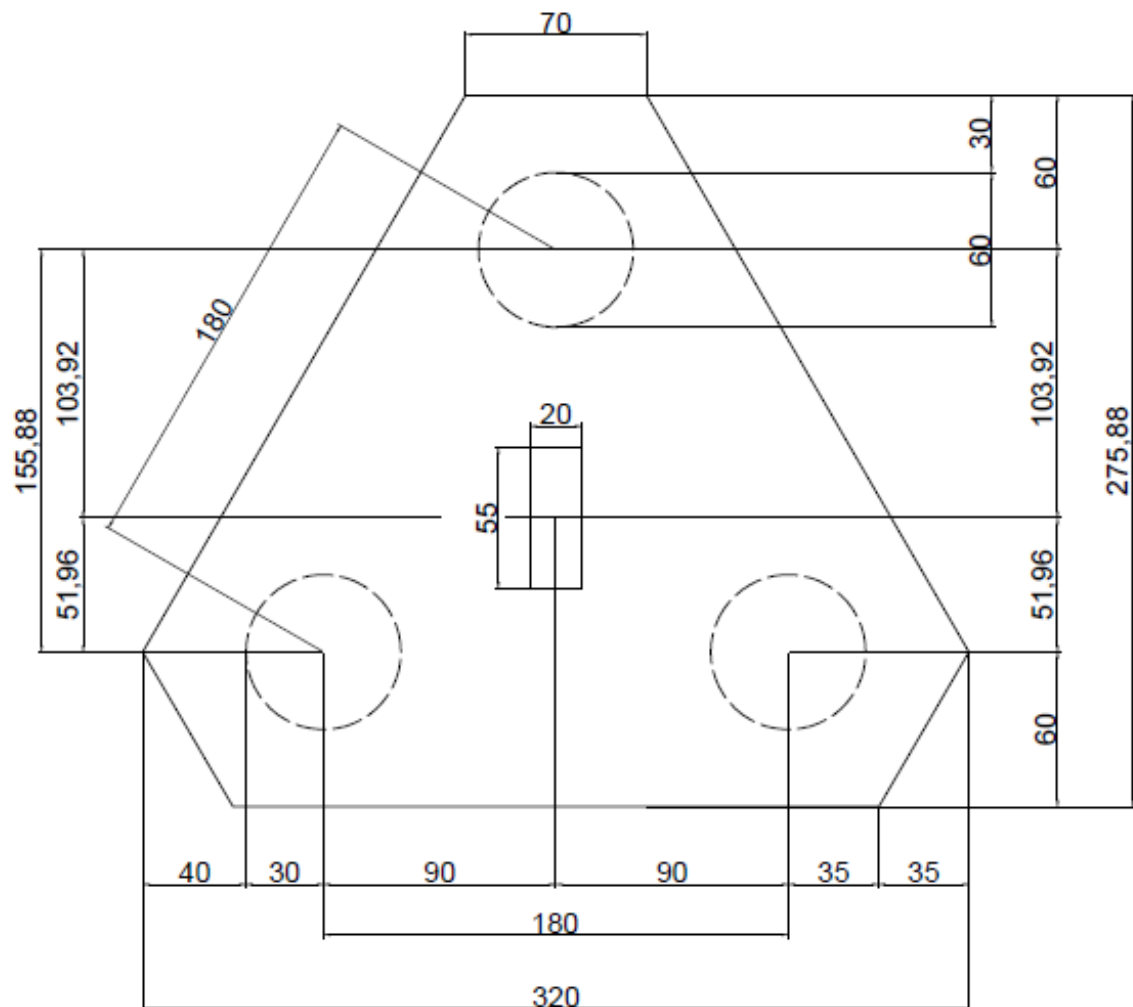


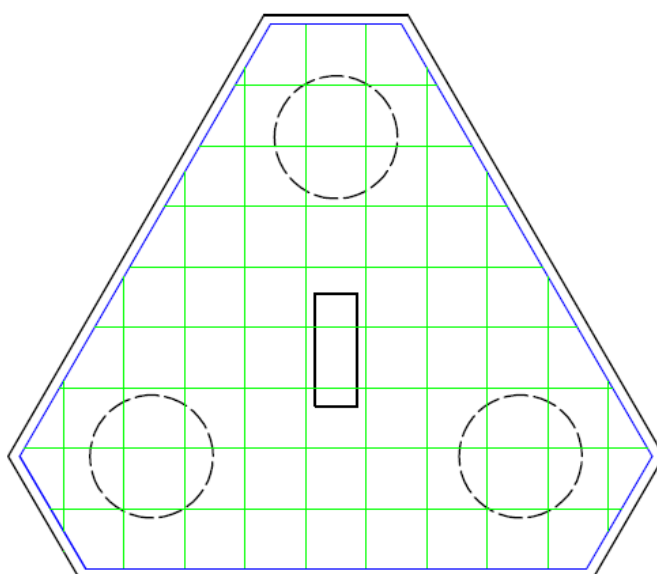
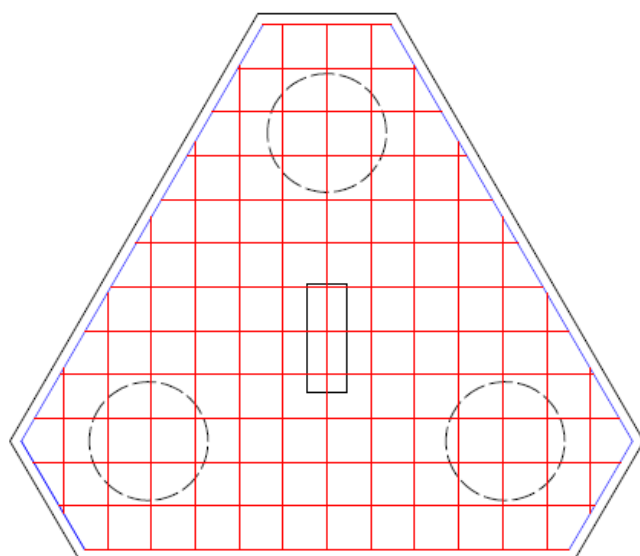
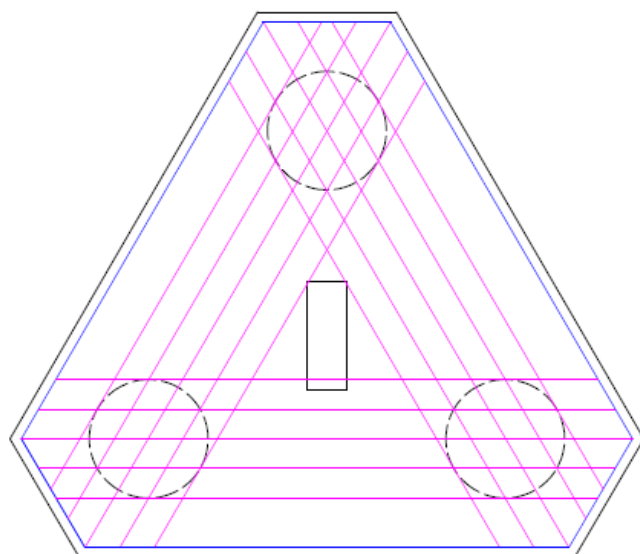
N1 - 7 Ø 8mm/ cd 10,00 cm, C = 258 cm ($258 = 260 - 1 - 1$) "dentro do N2, estribo horizontal"

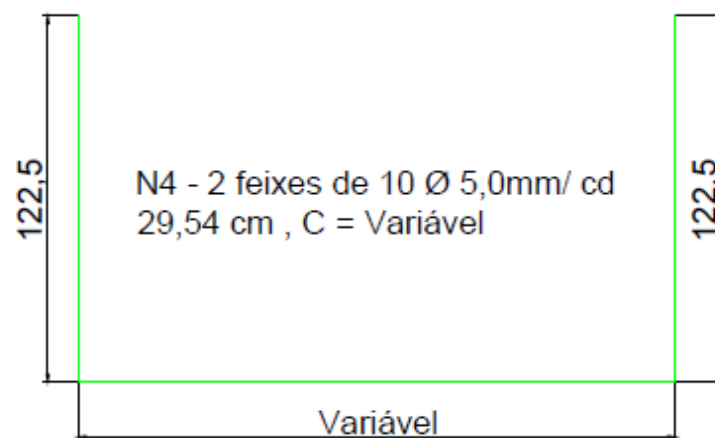
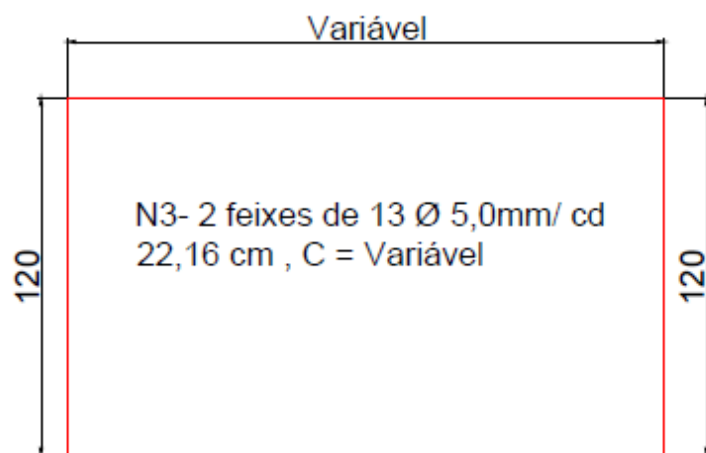
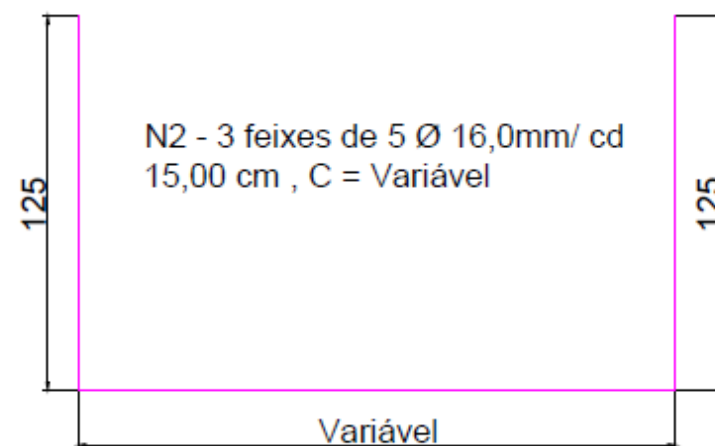
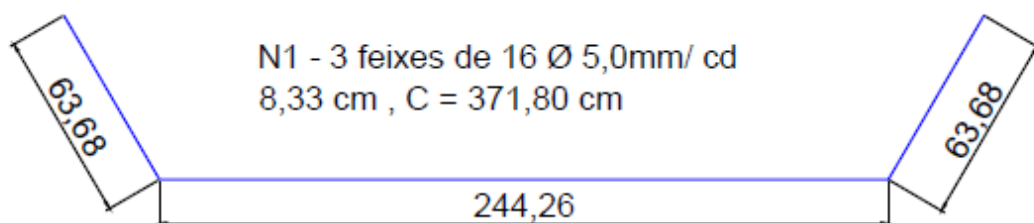


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice G – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x45 cm, redimensionado para 20x55 cm.

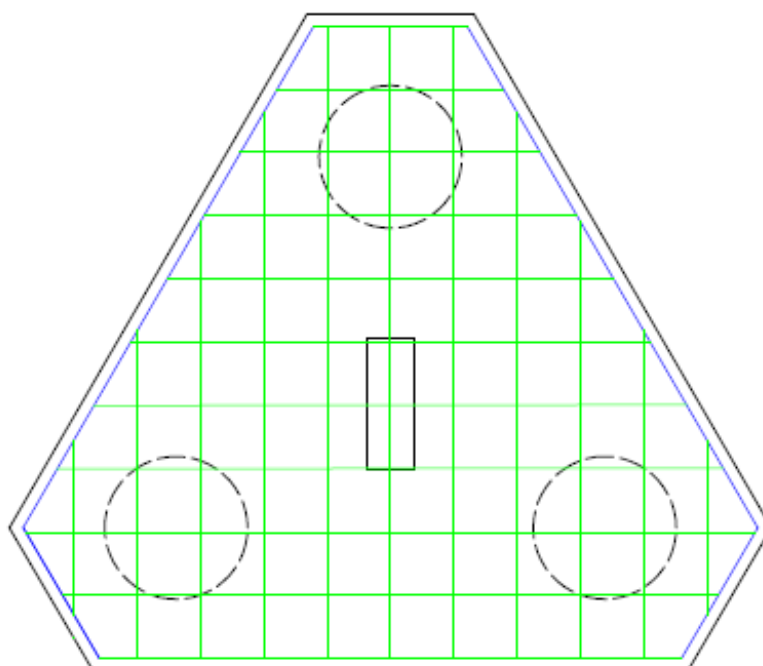
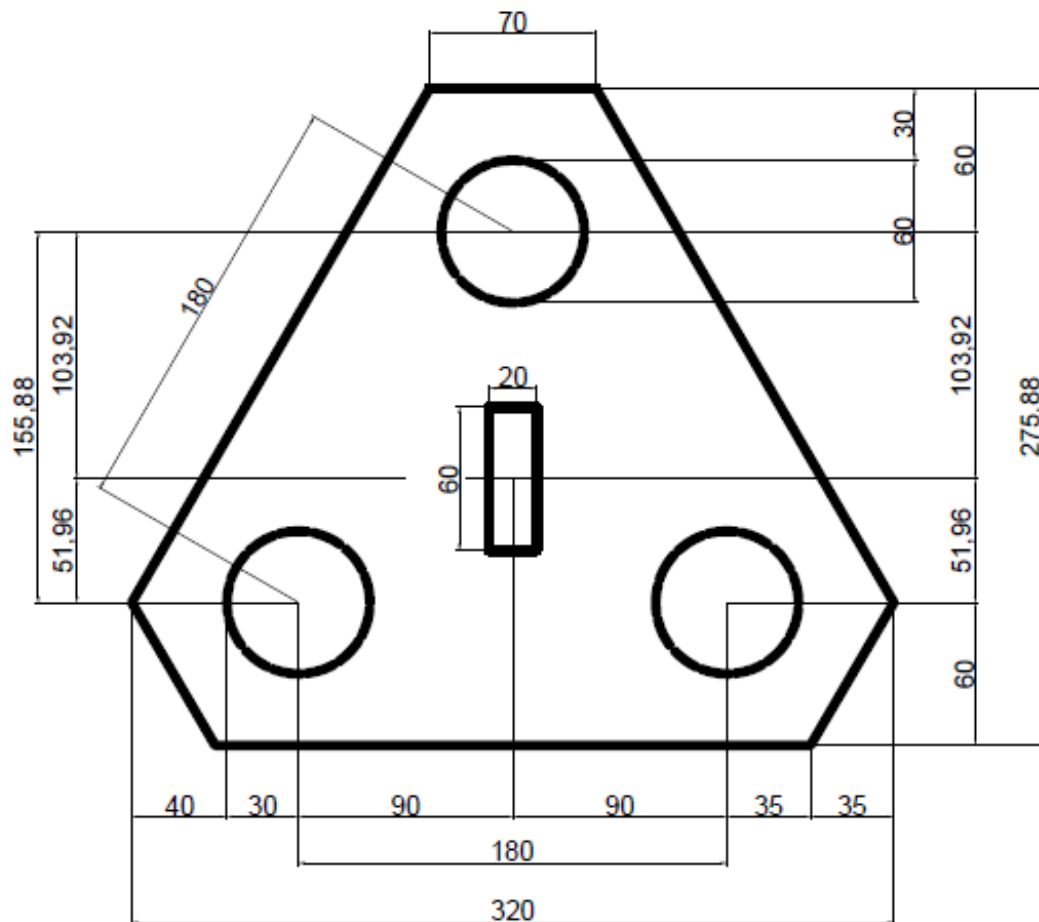


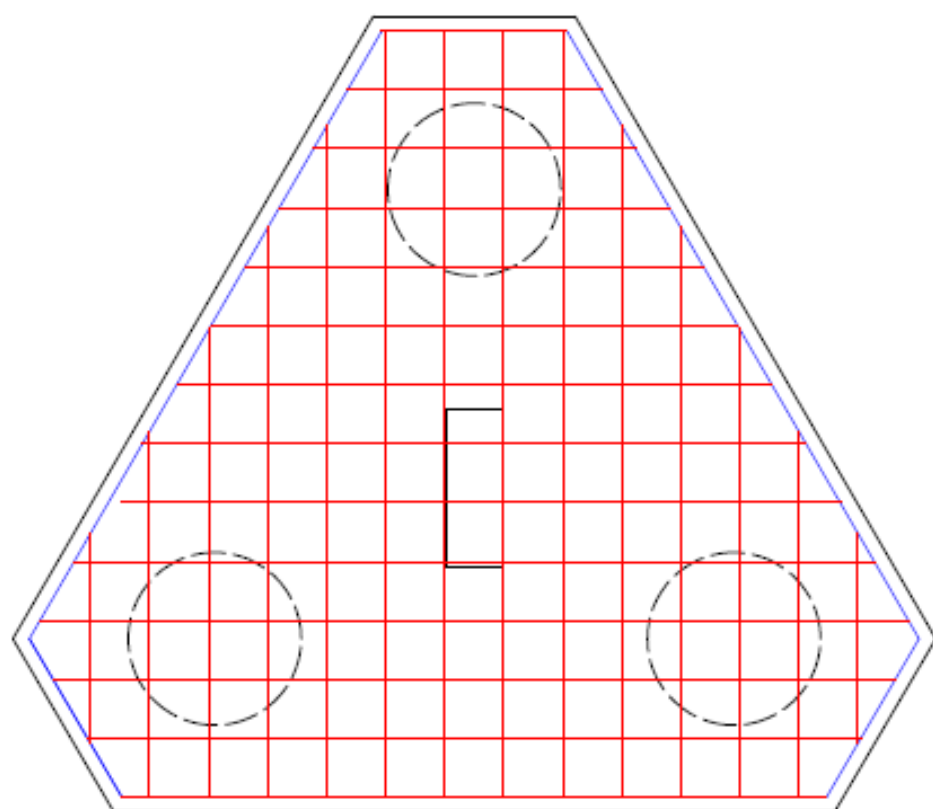
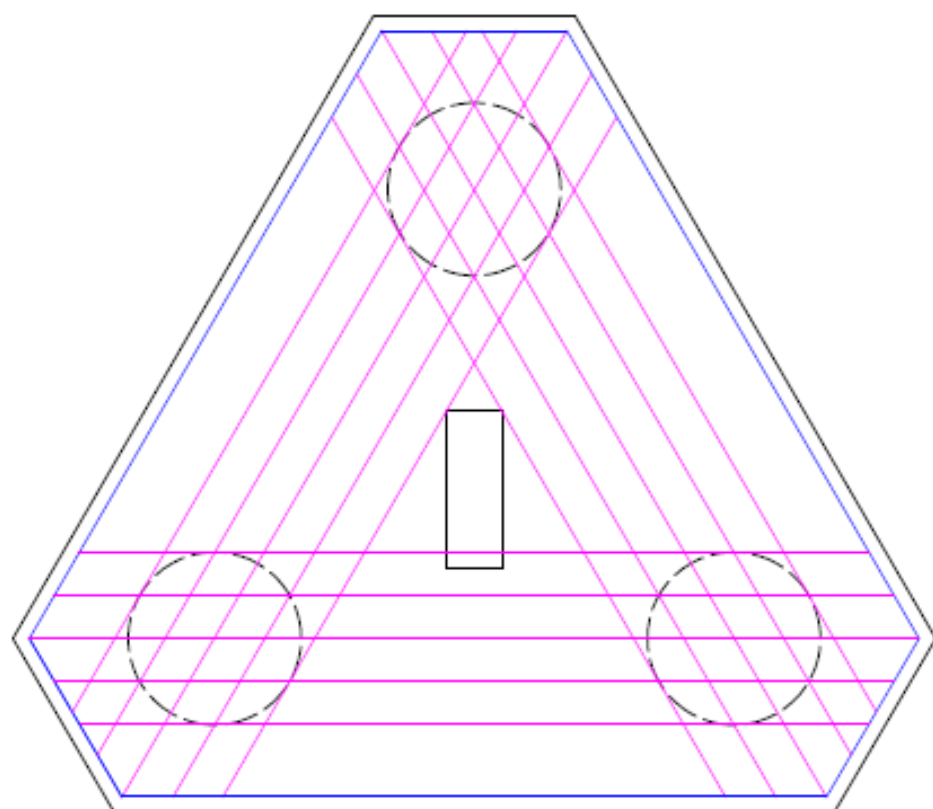


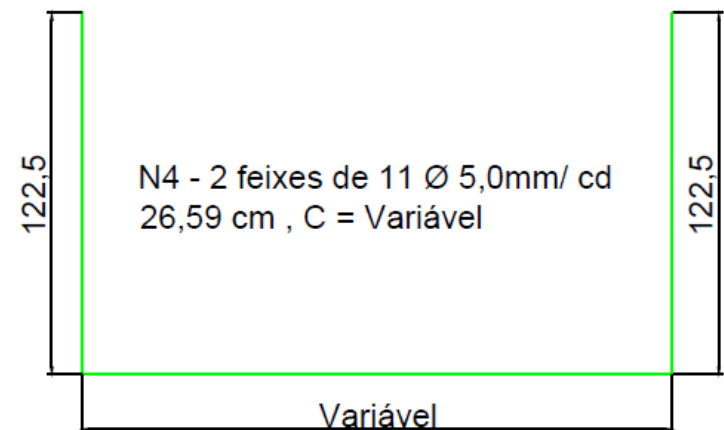
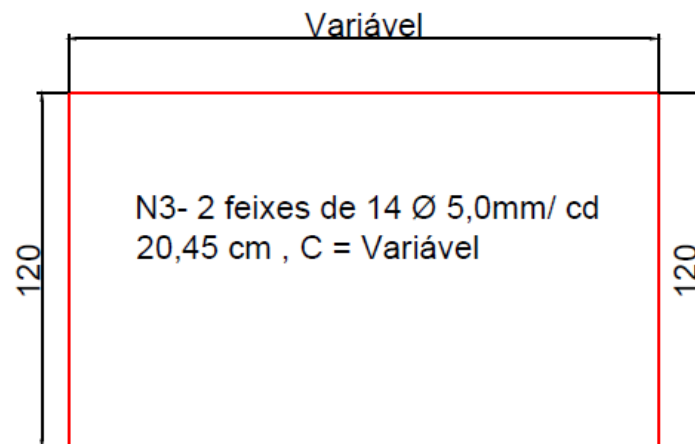
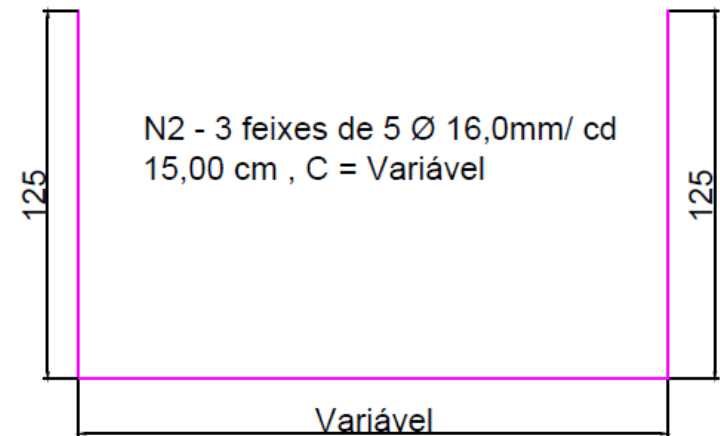
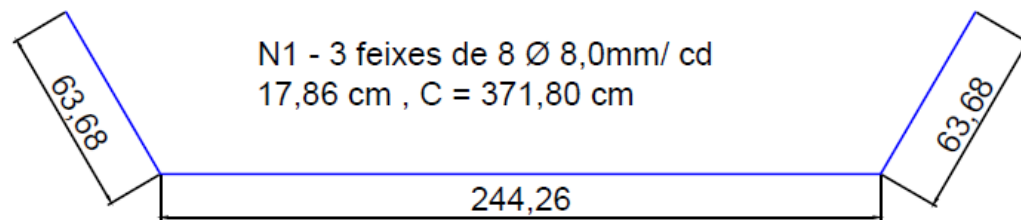


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice H – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x50 cm, redimensionado para 20x60 cm.

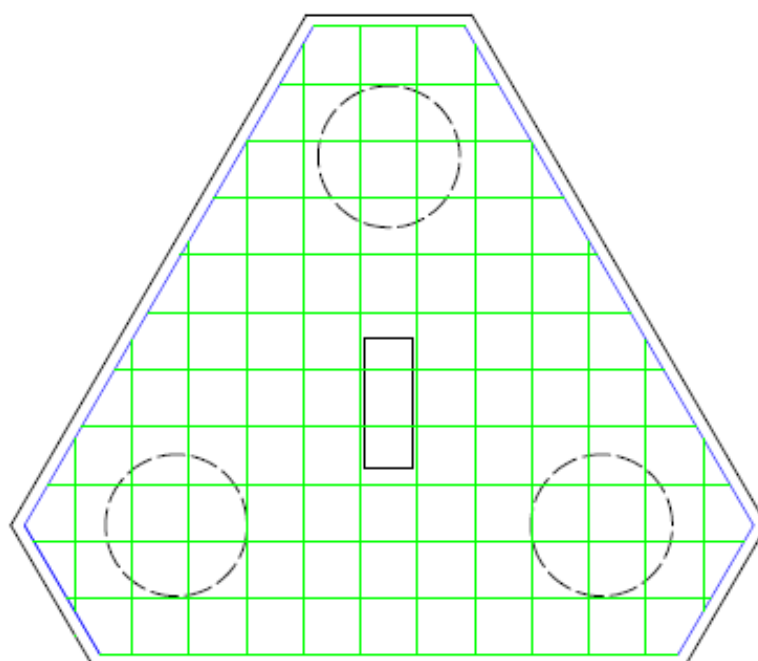
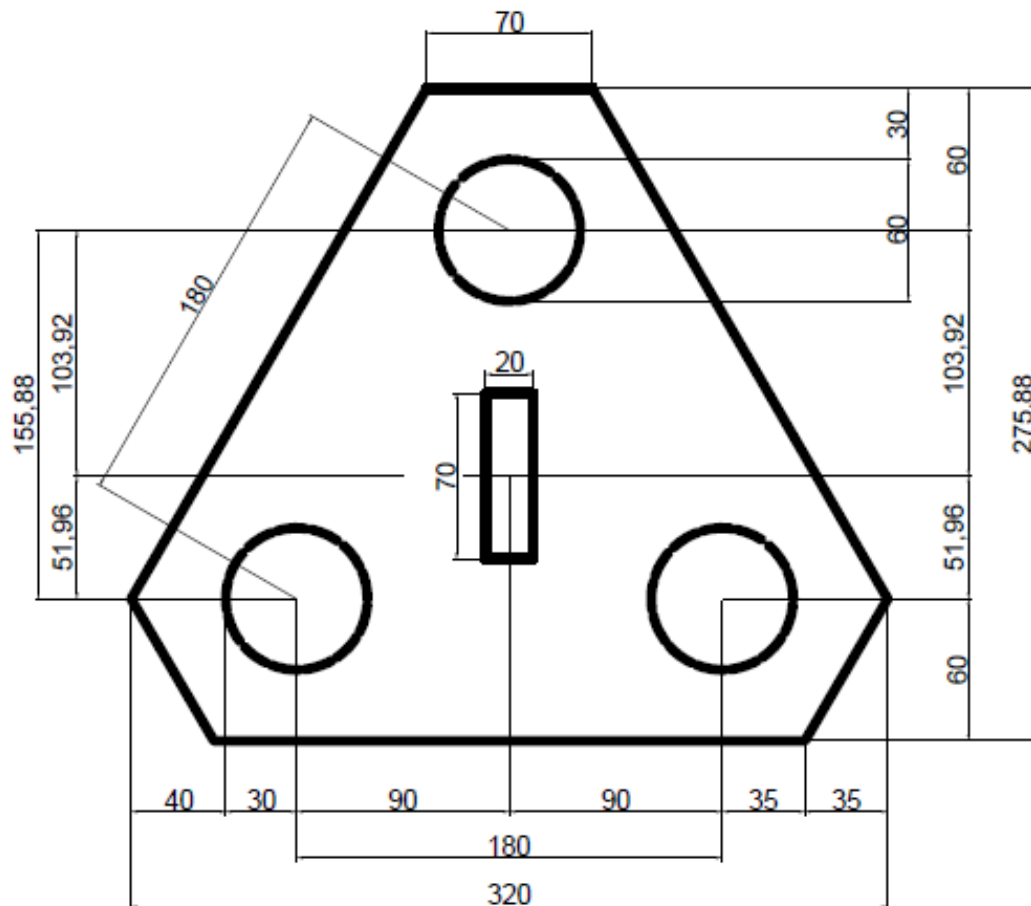


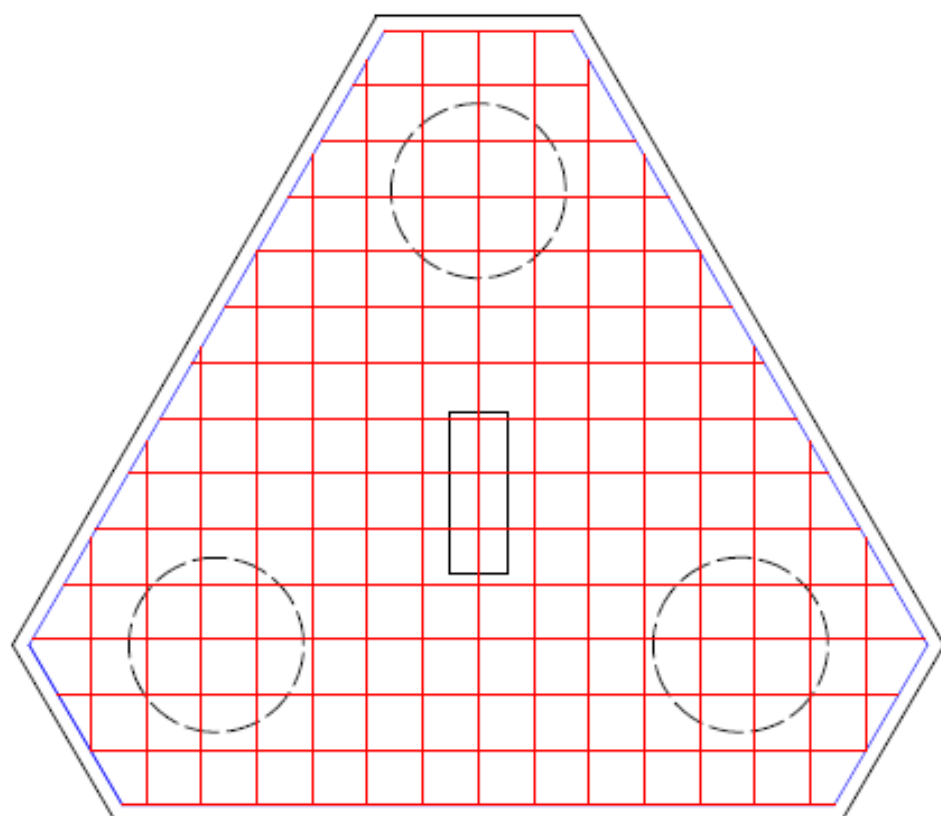
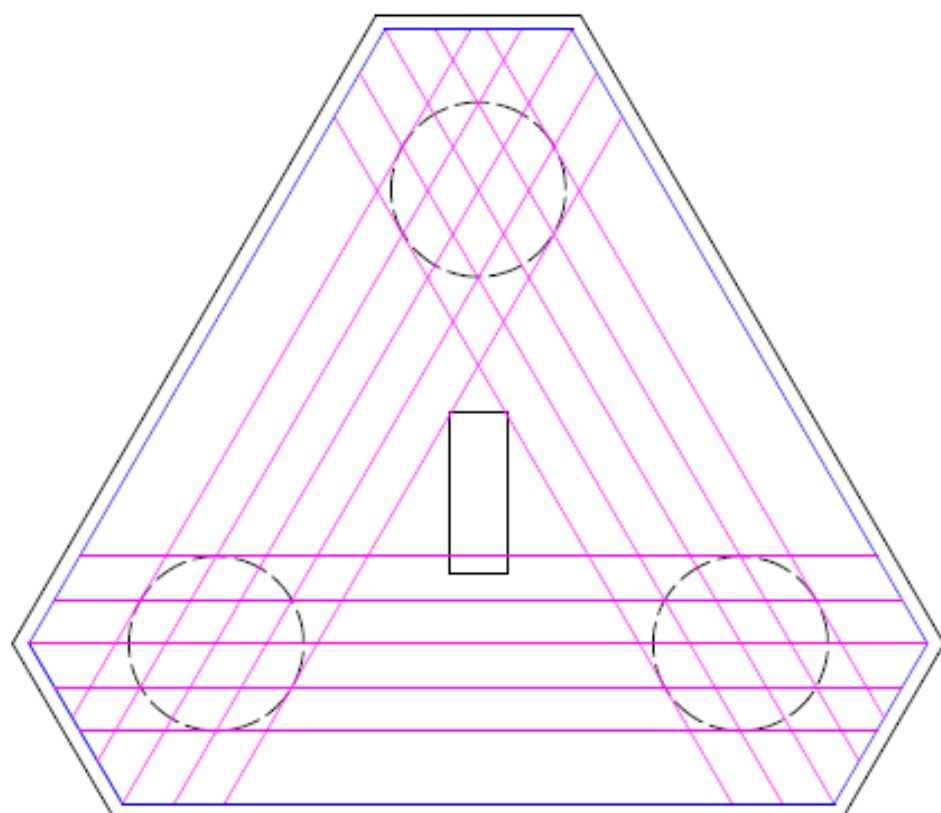


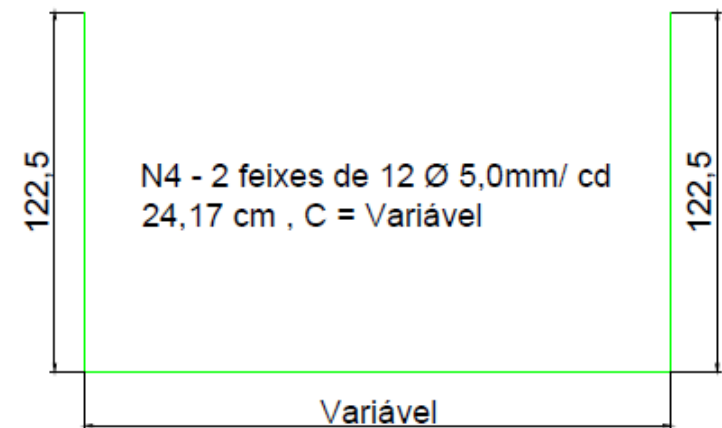
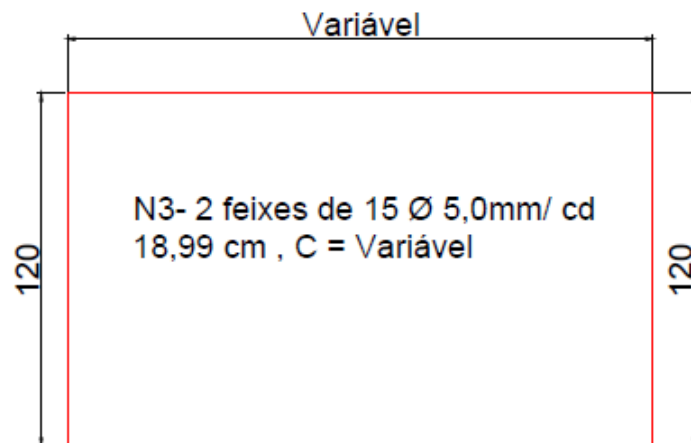
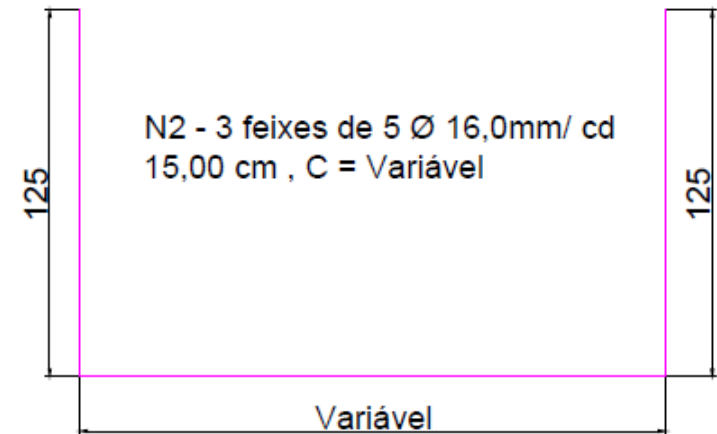
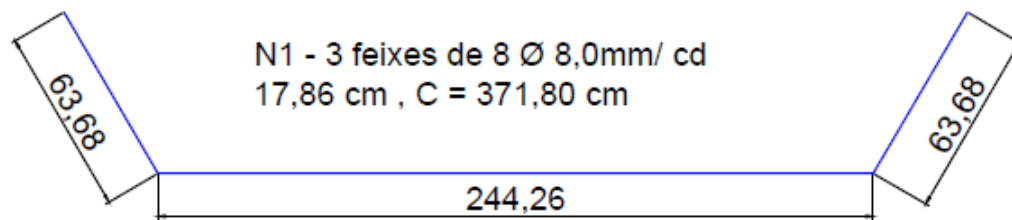


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice I – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x55 cm, redimensionado para 20x70 cm.

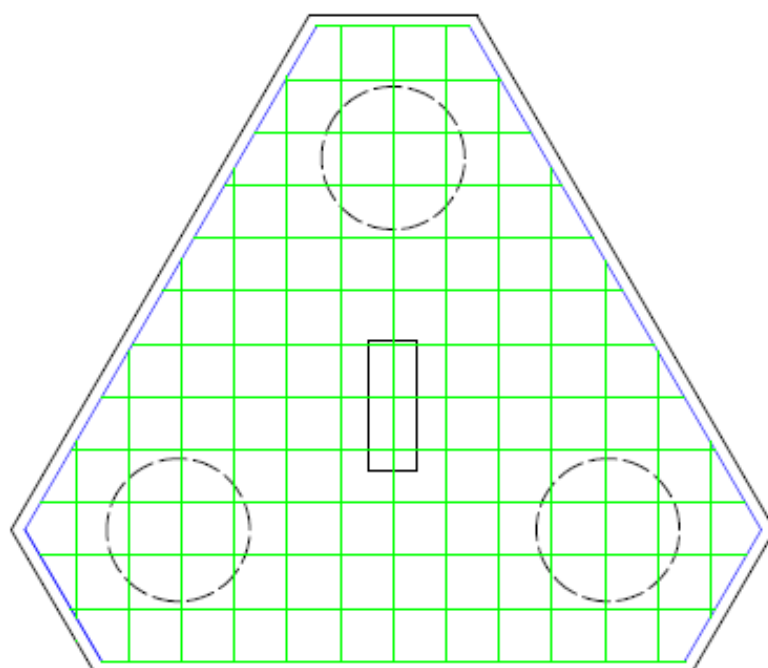
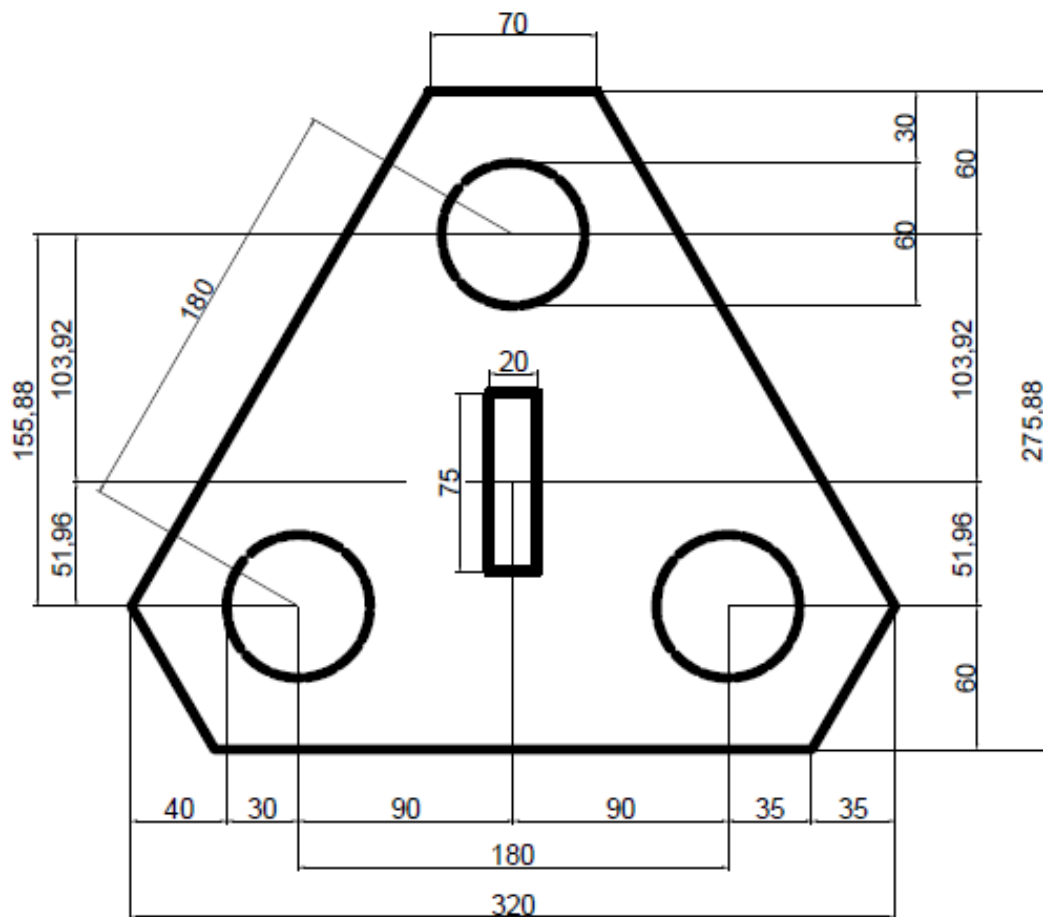


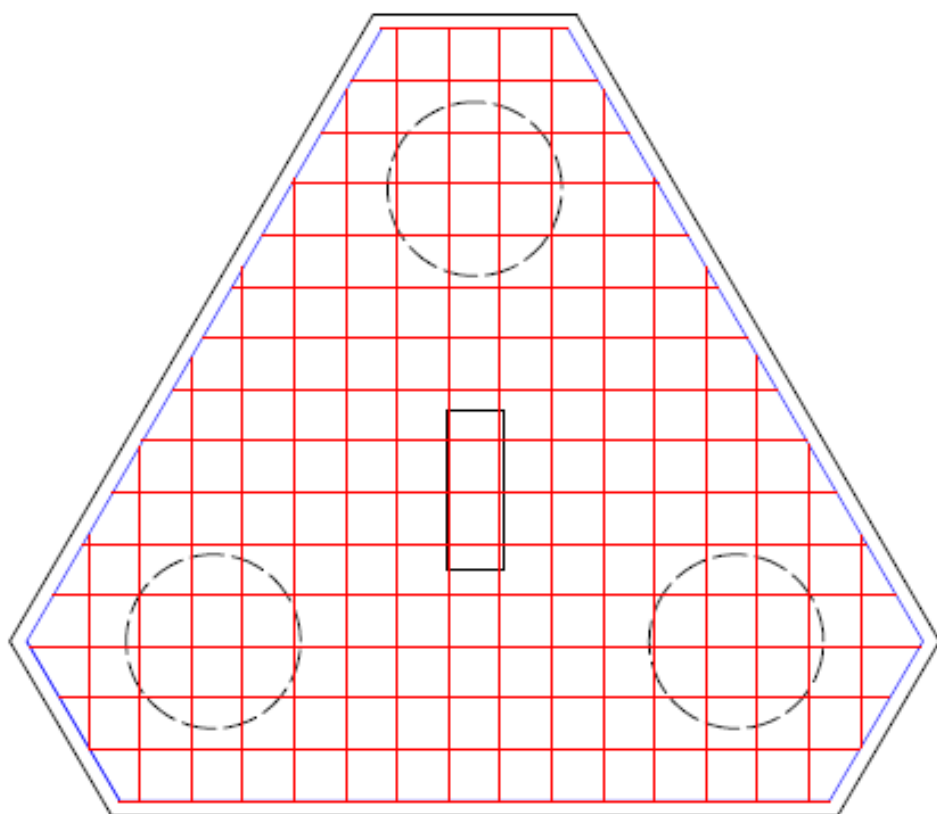
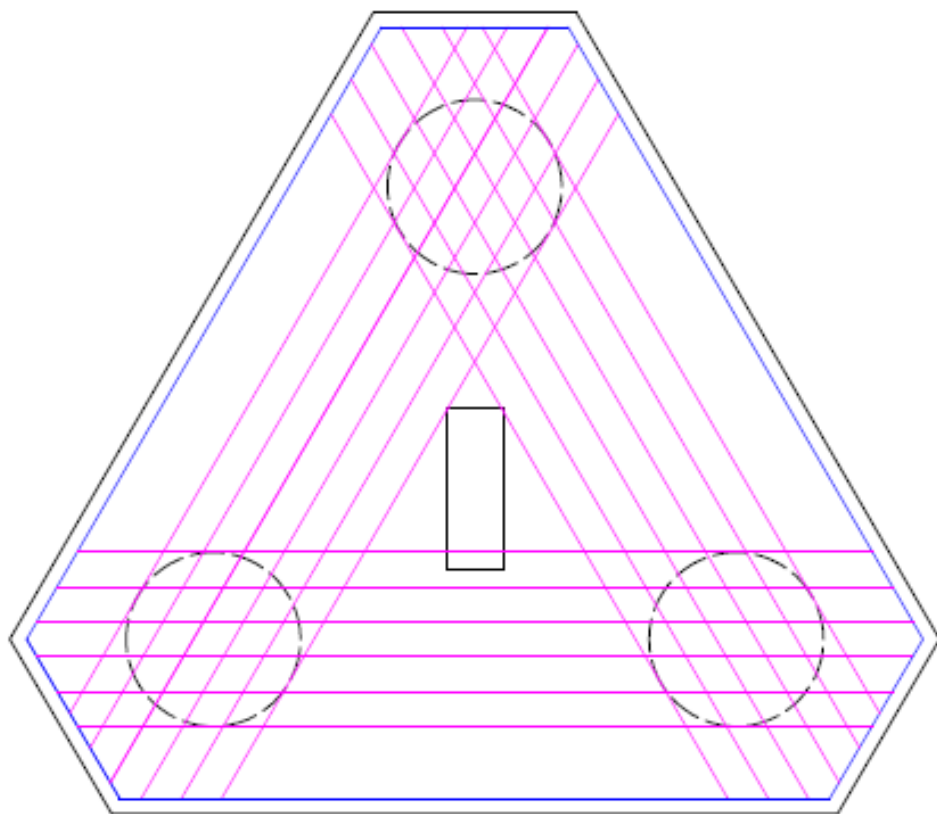


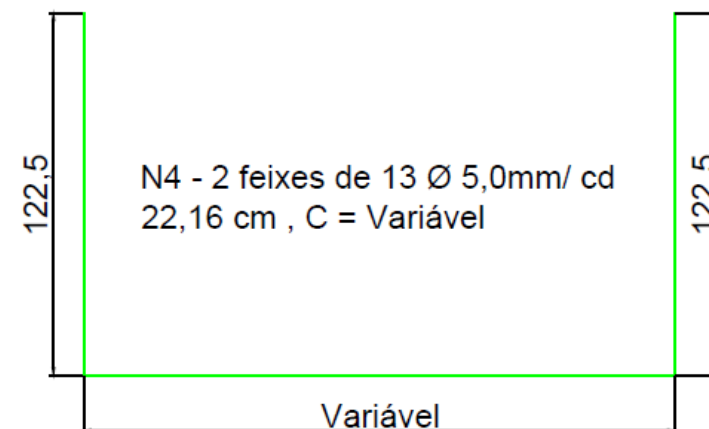
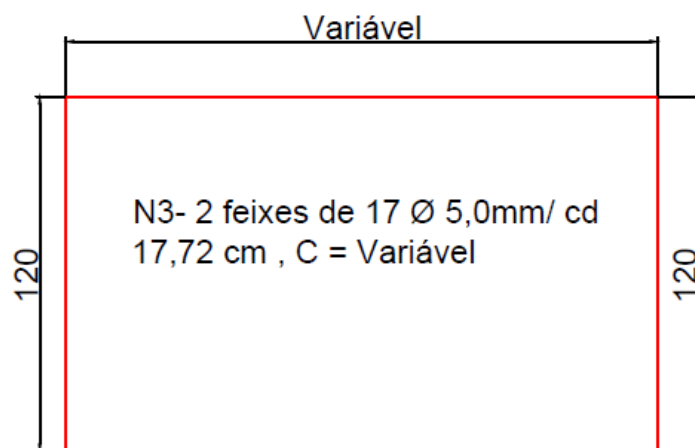
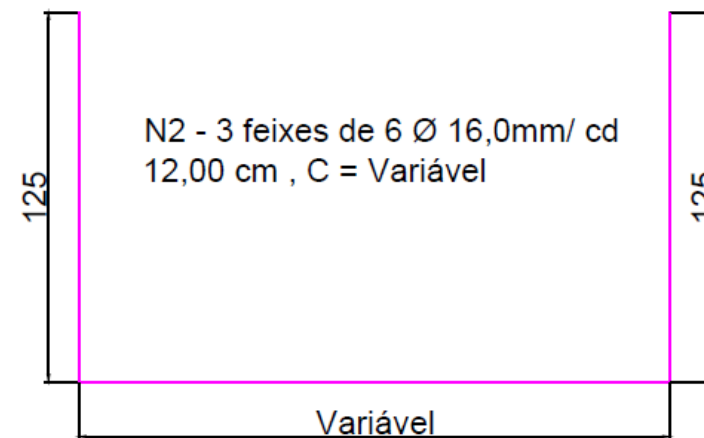
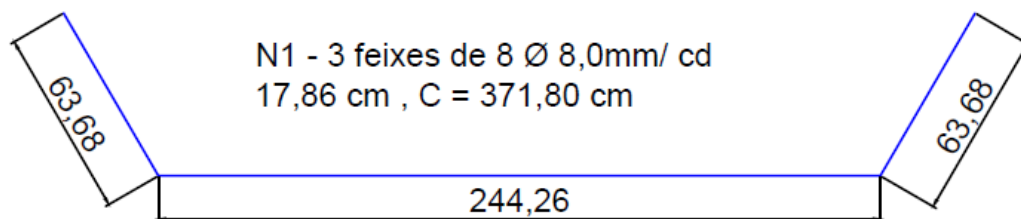


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice J – Detalhamento – Blocos sobre três estacas e Pilares 20x60 cm, redimensionado para 20x75 cm.

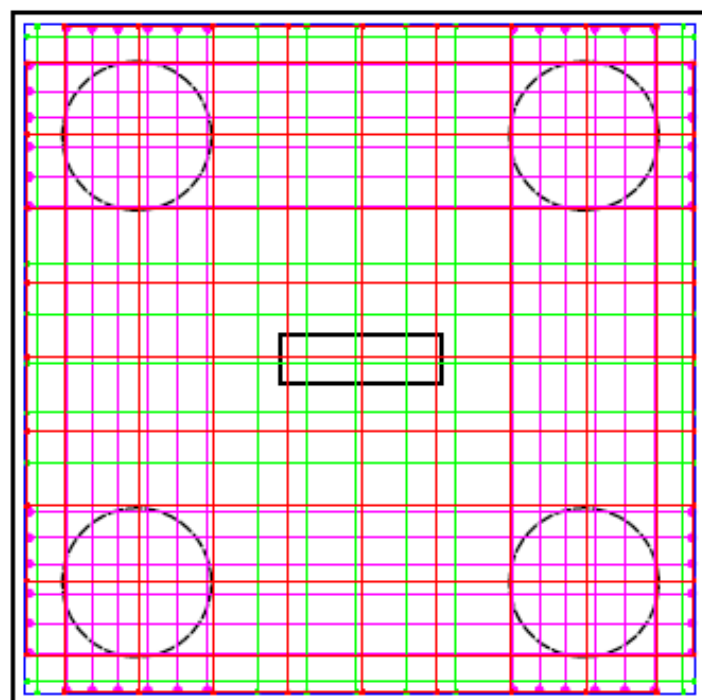
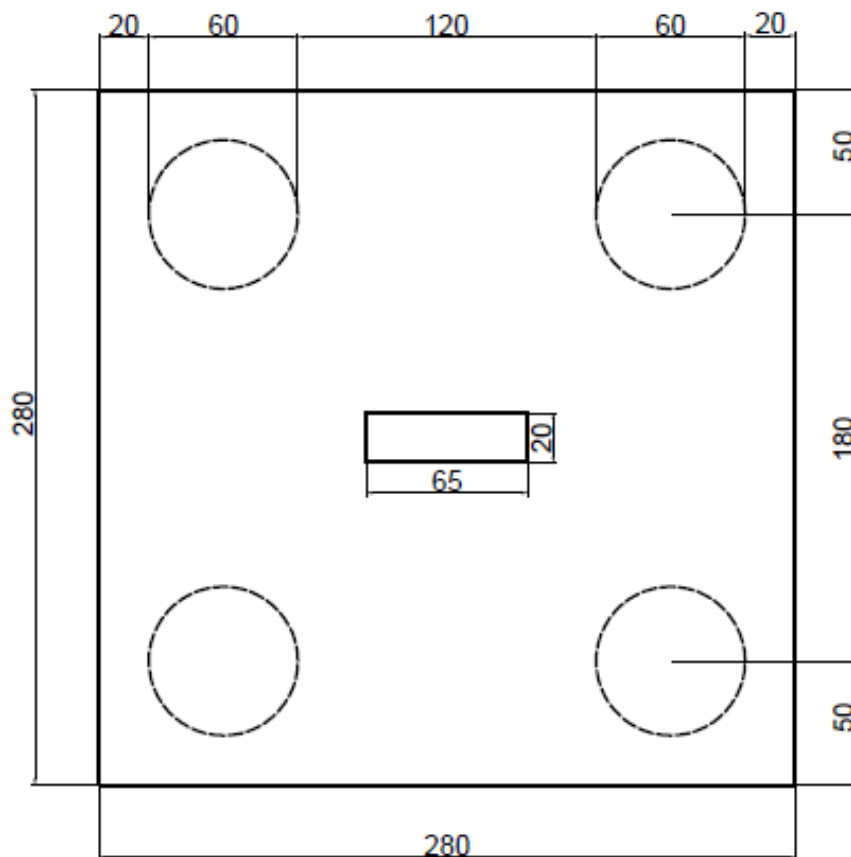


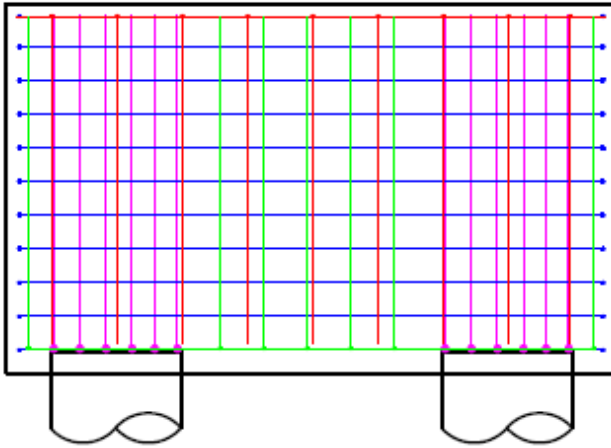
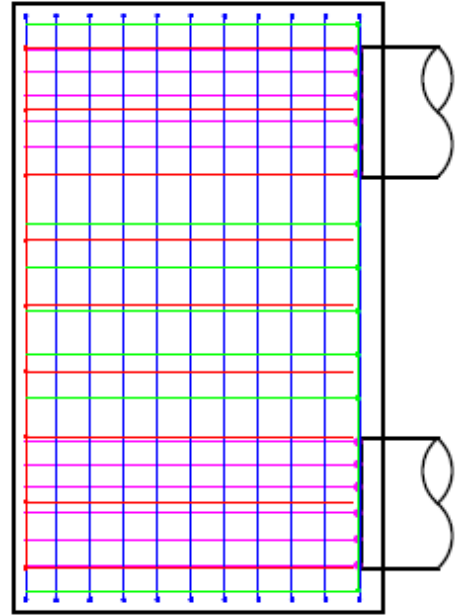
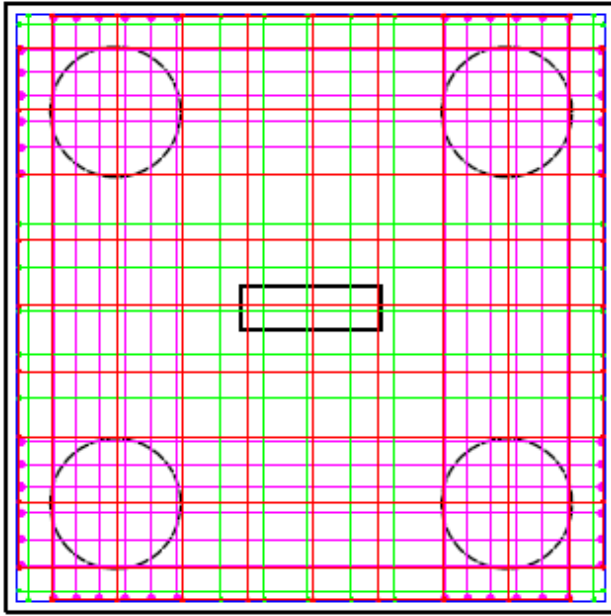


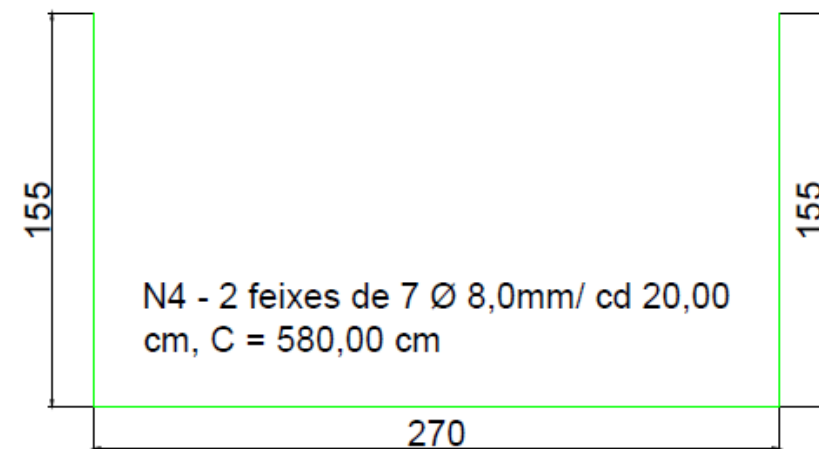
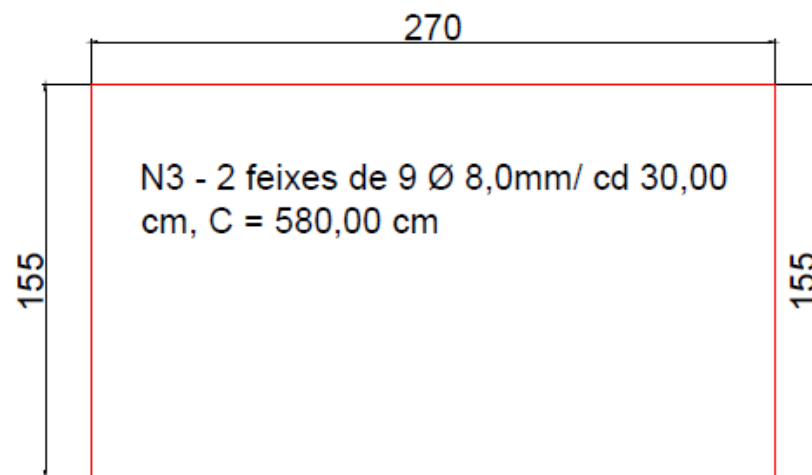
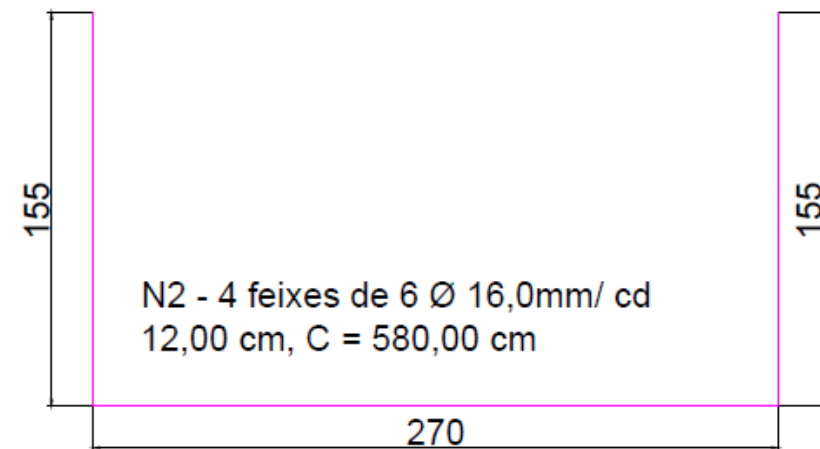
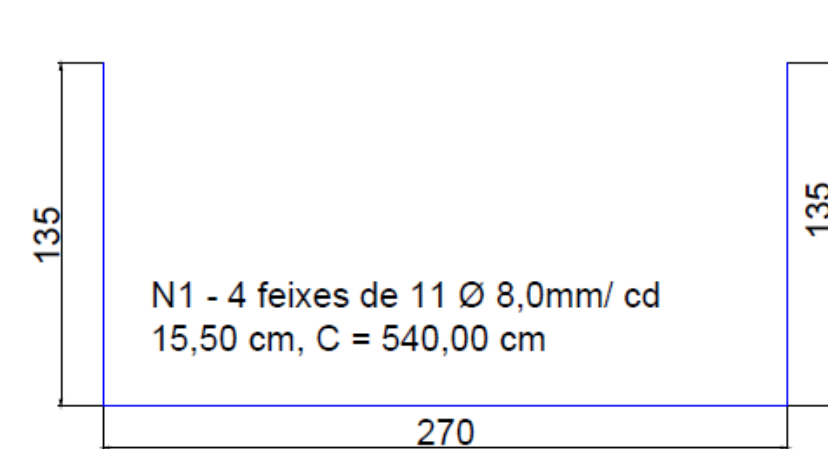


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice K – Detalhamento – Blocos sobre quatro estacas e Pilares 20x65 cm, permanecido como 20x65 cm.

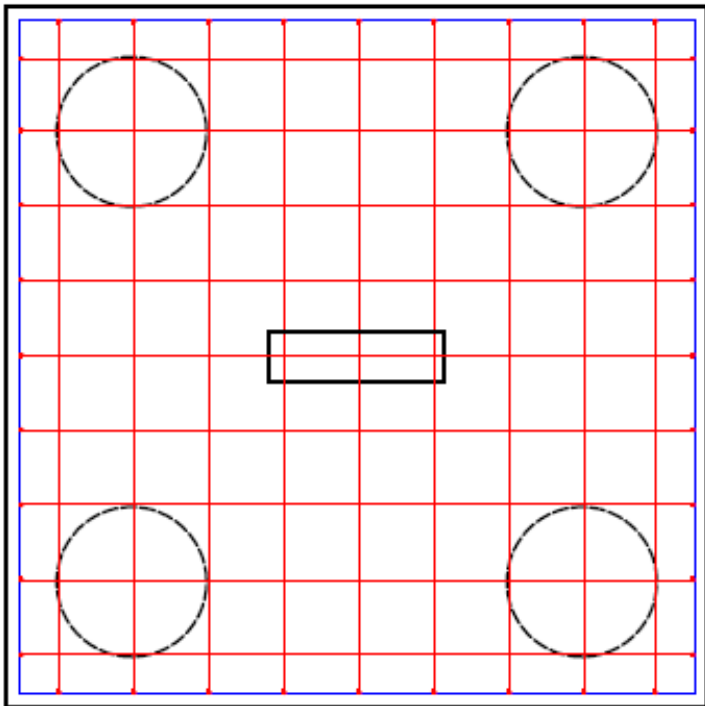
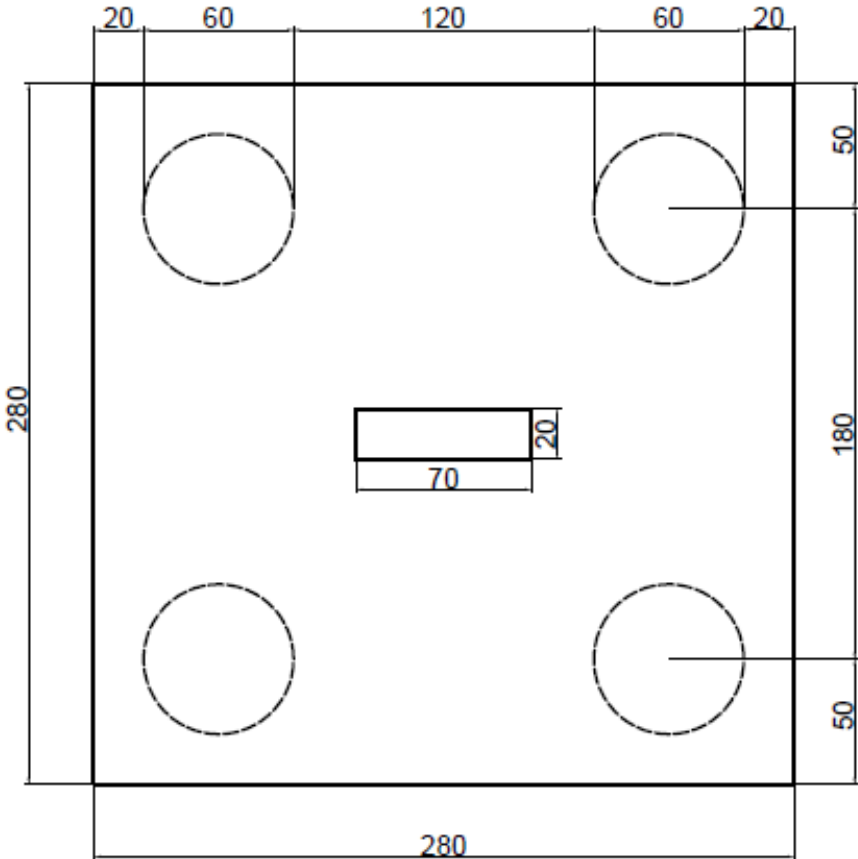


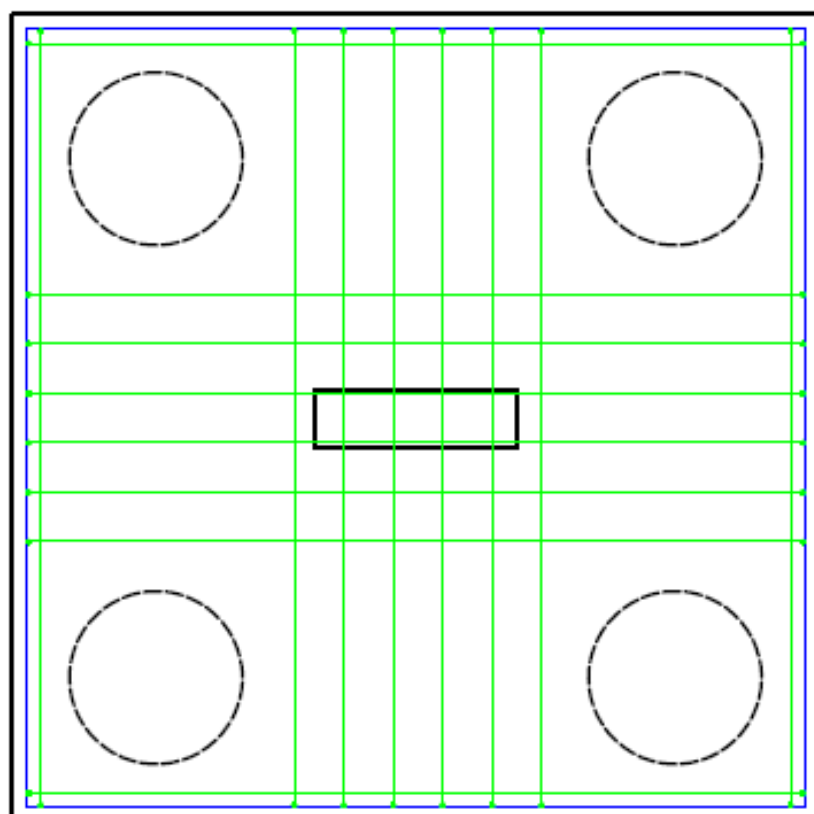
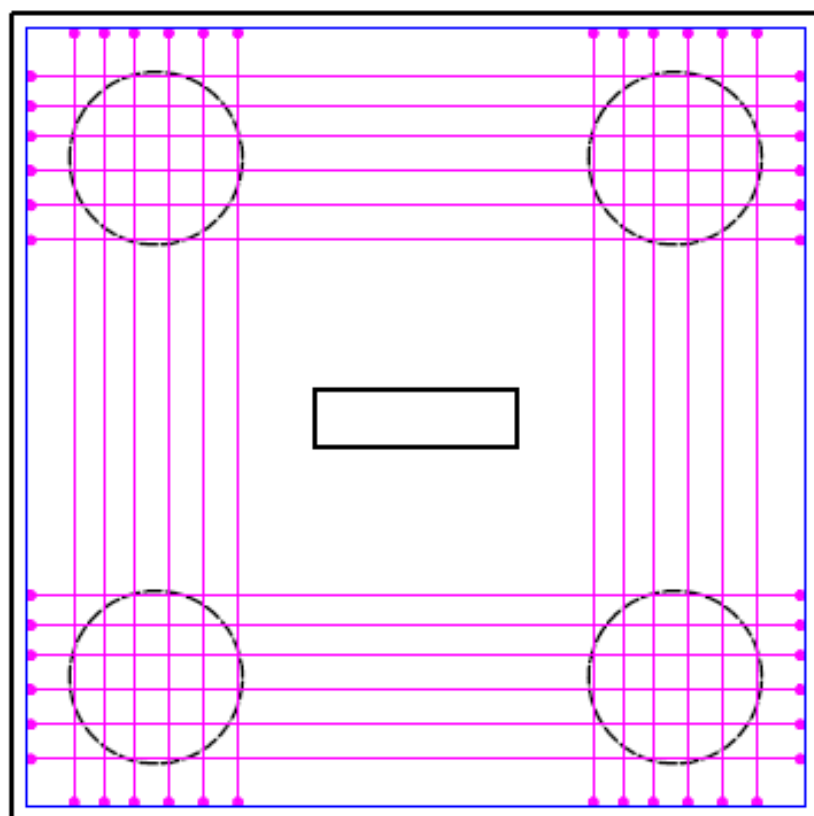


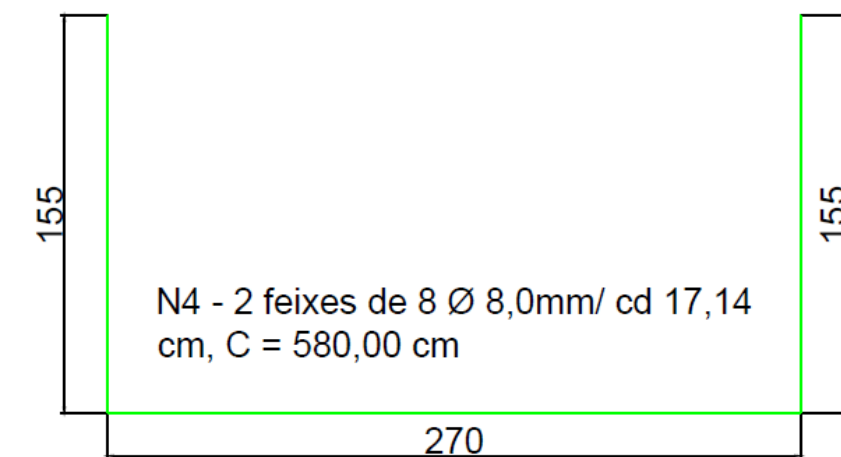
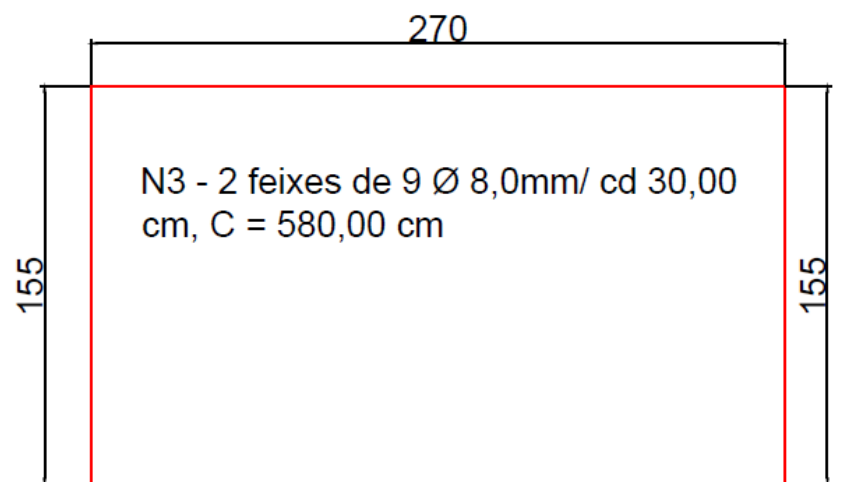
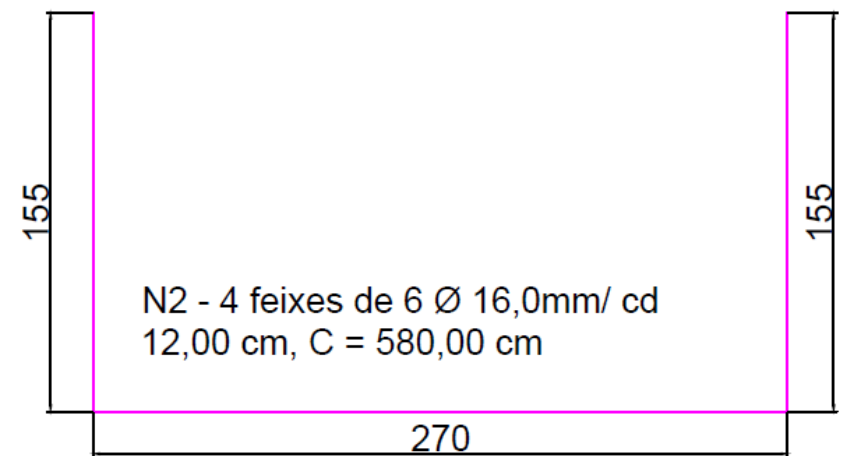
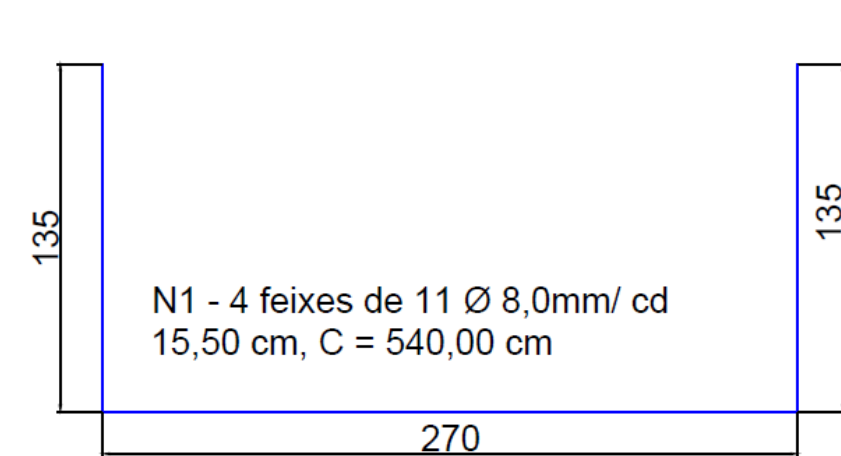


Fonte: Elaborado pelo autor.

e Pilares 20x70 cm, permanecido como 20x70 cm.

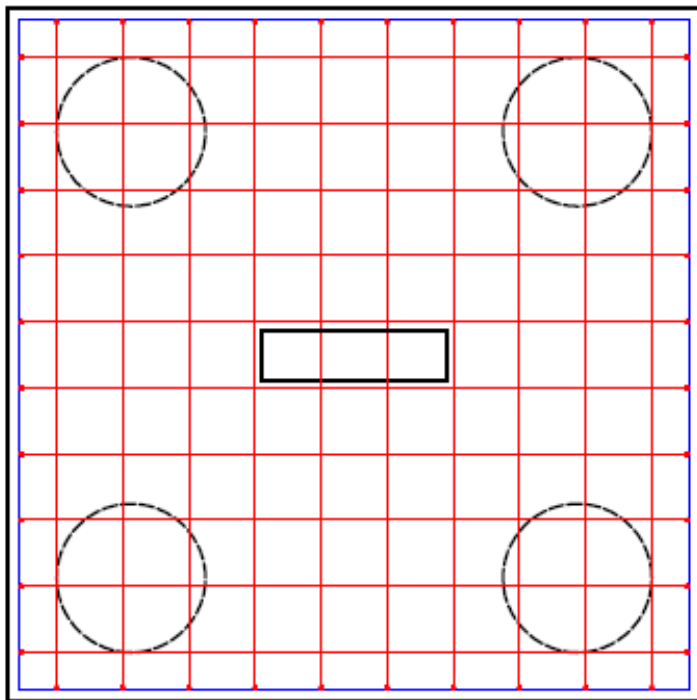
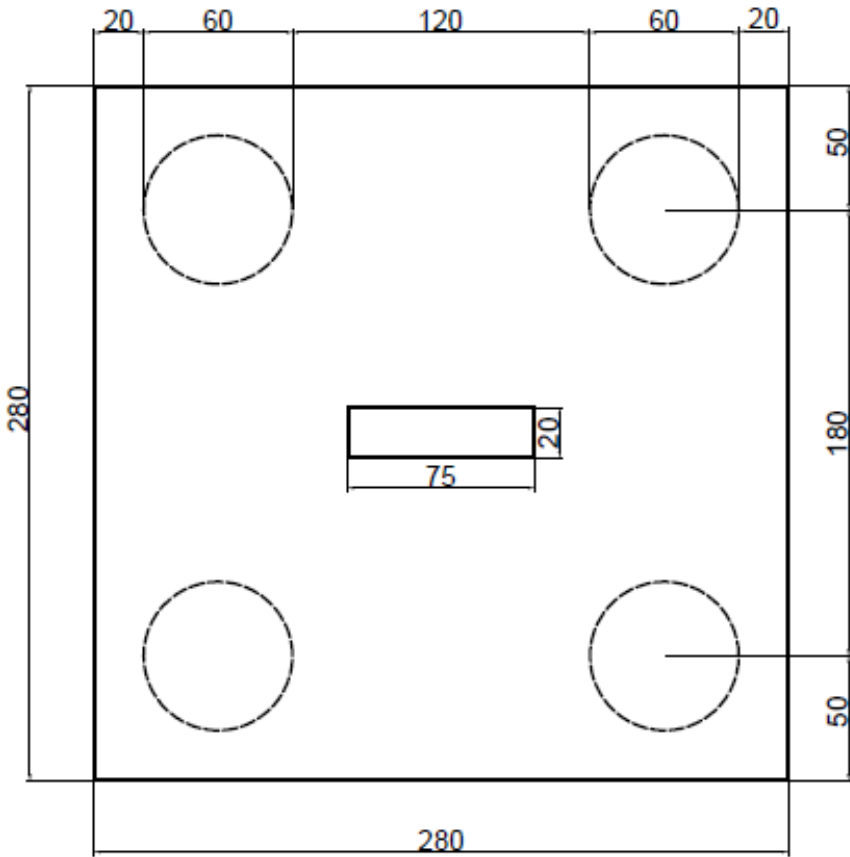


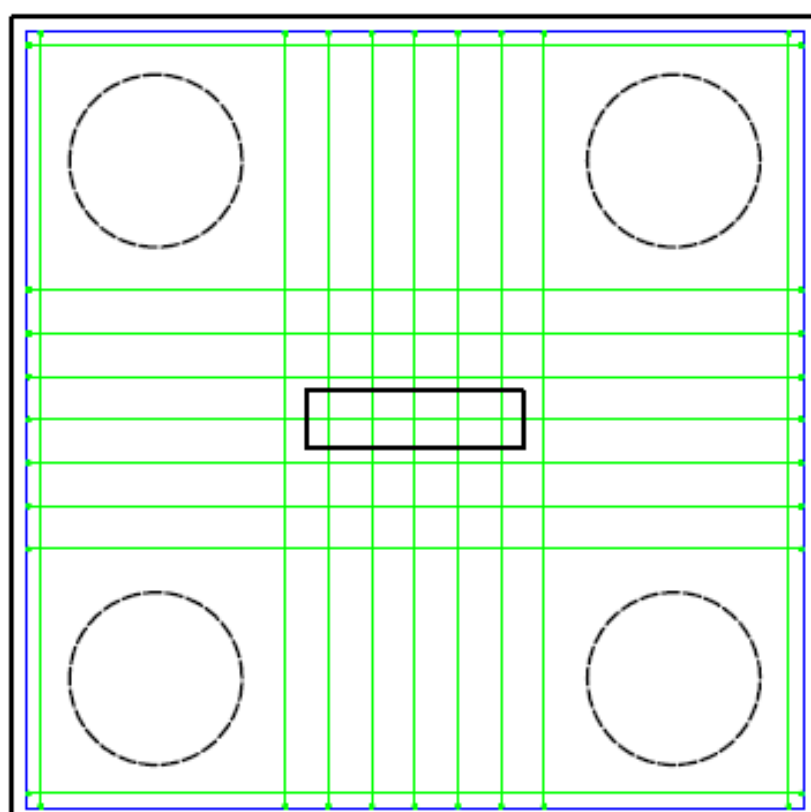
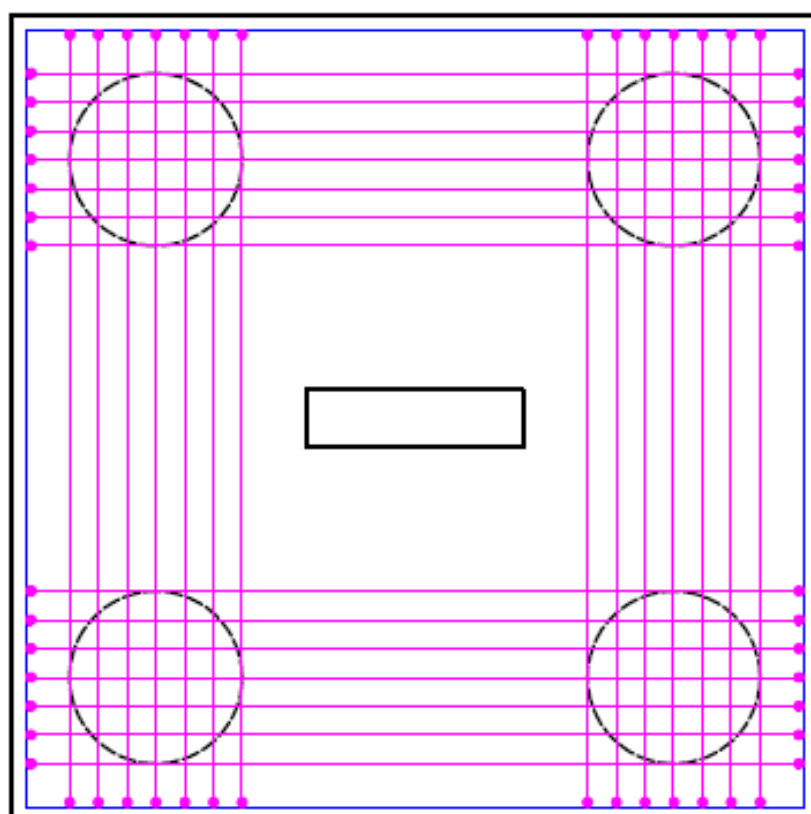


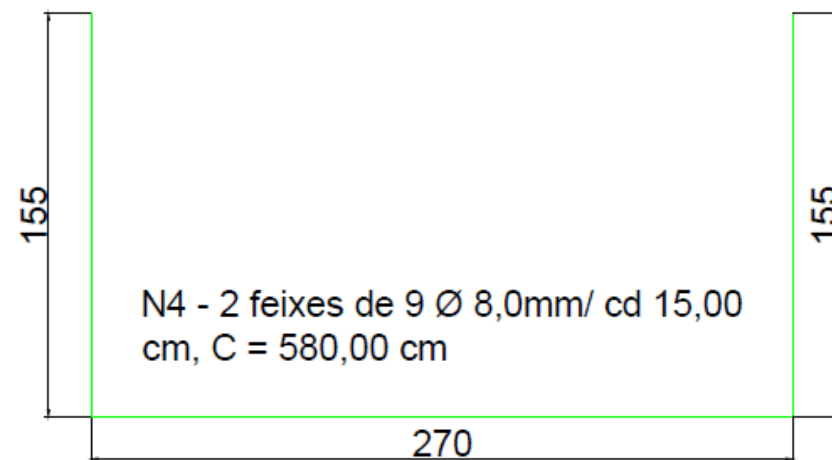
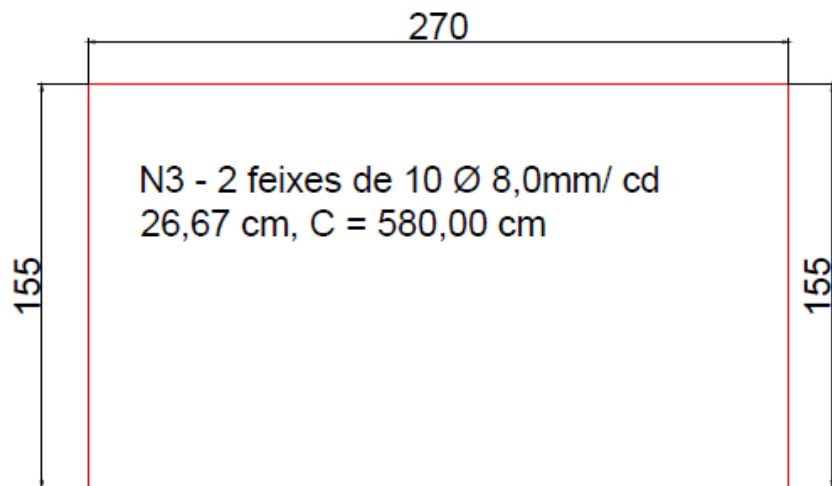
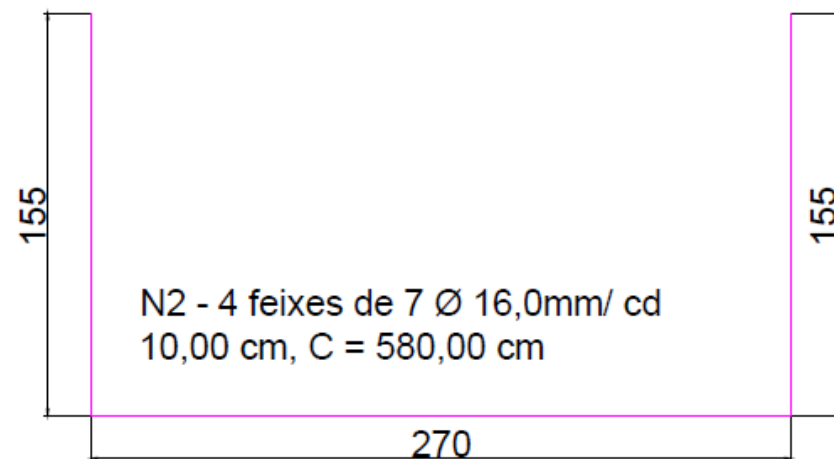
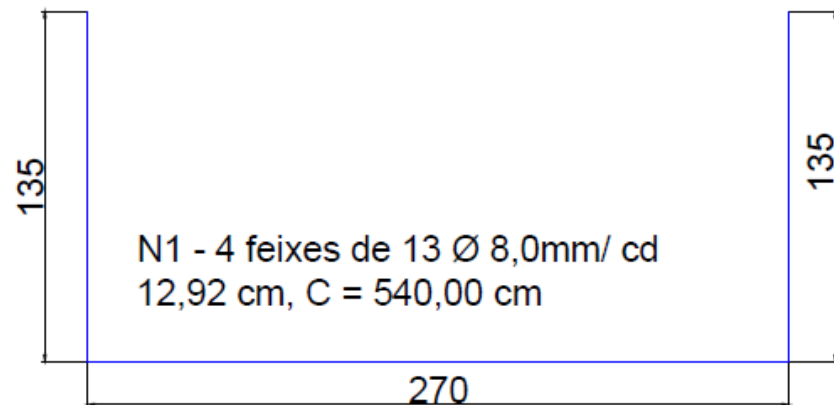


Fonte: Elaborado pelo autor.

e Pilares 20x75 cm, permanecido como 20x75 cm.

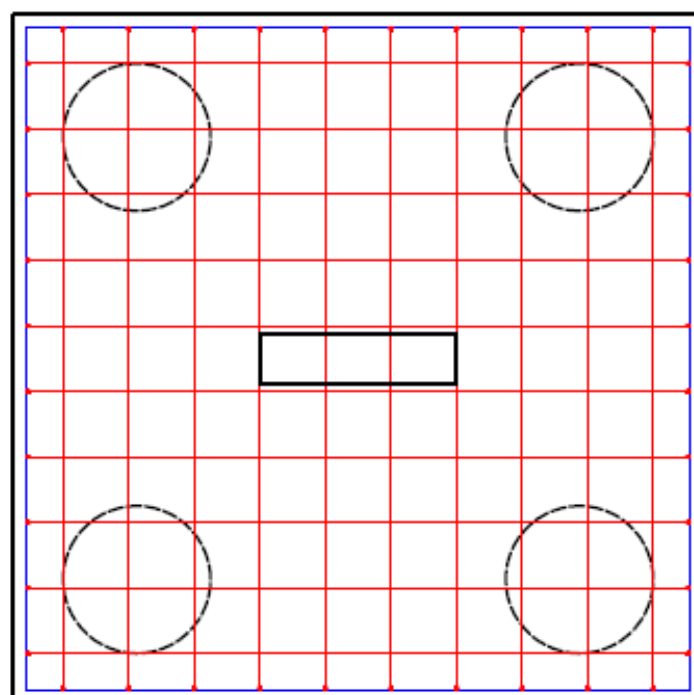
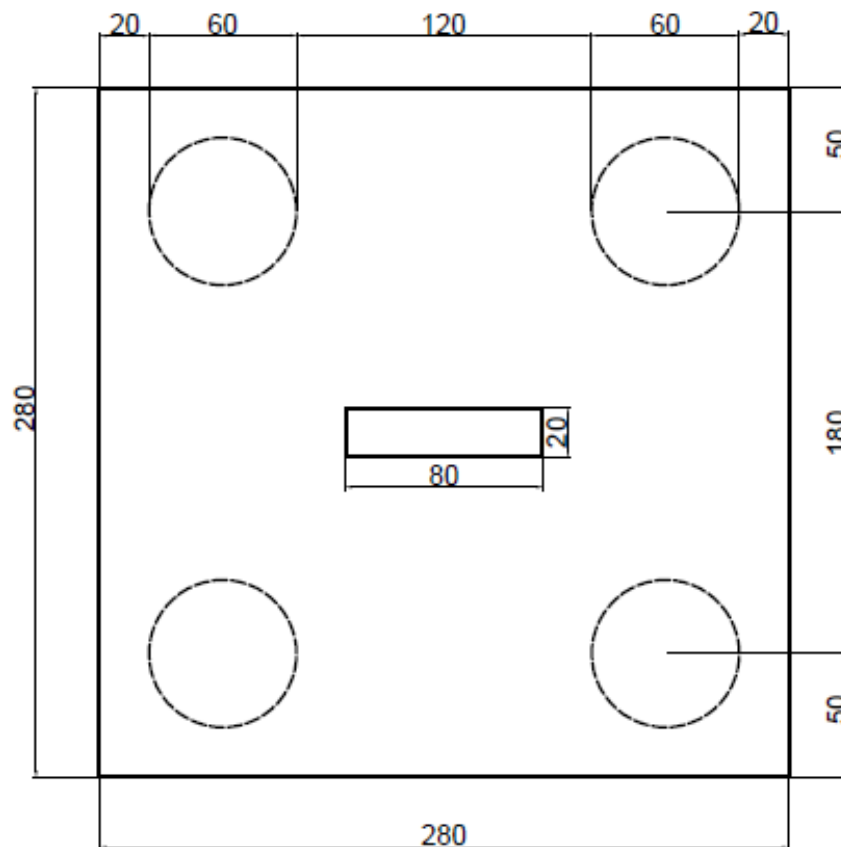


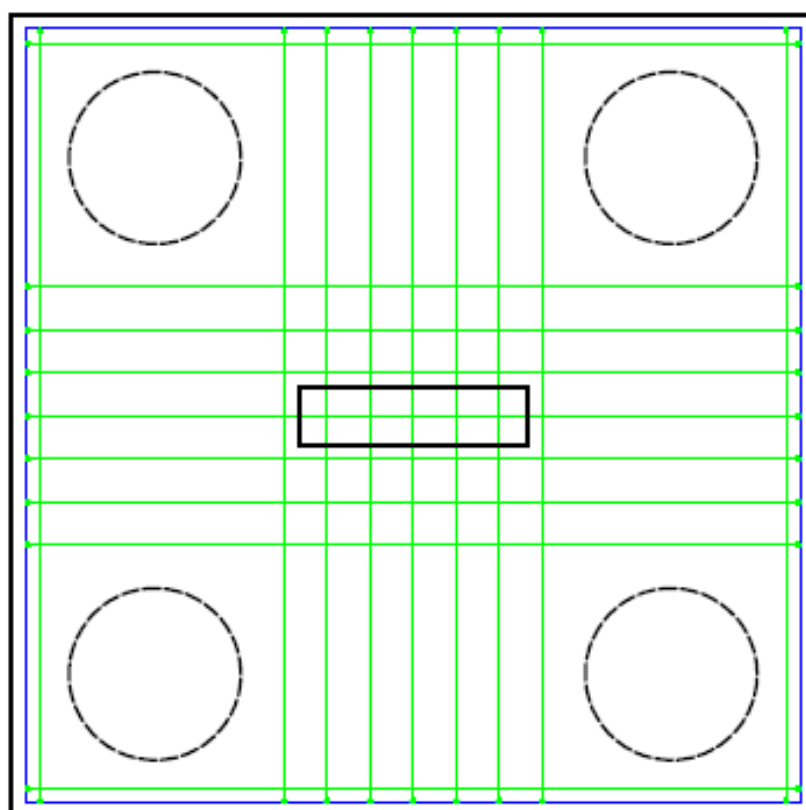
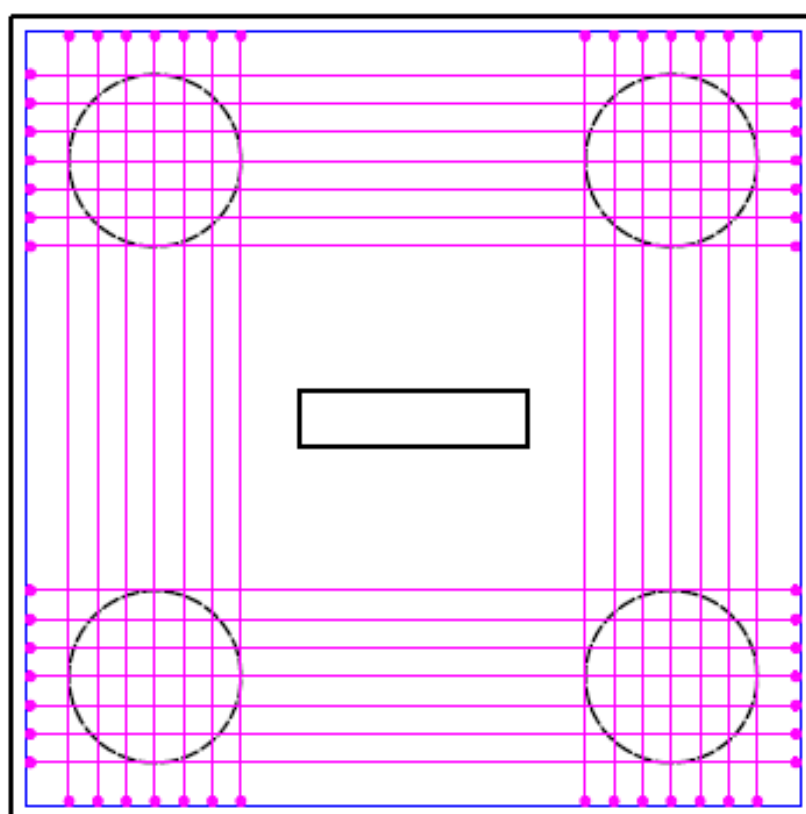


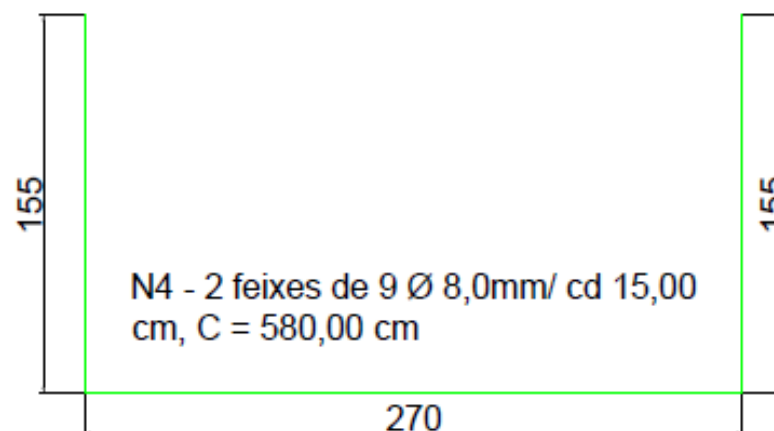
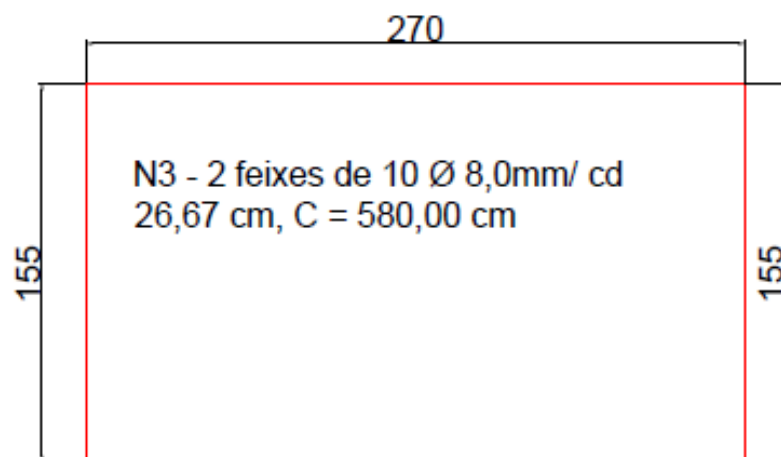
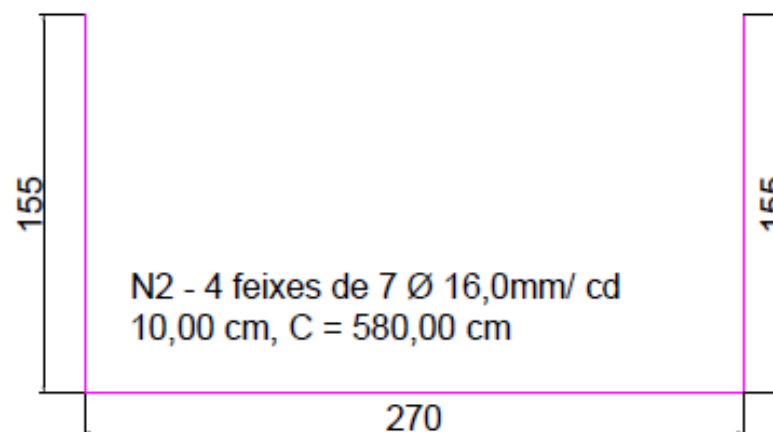
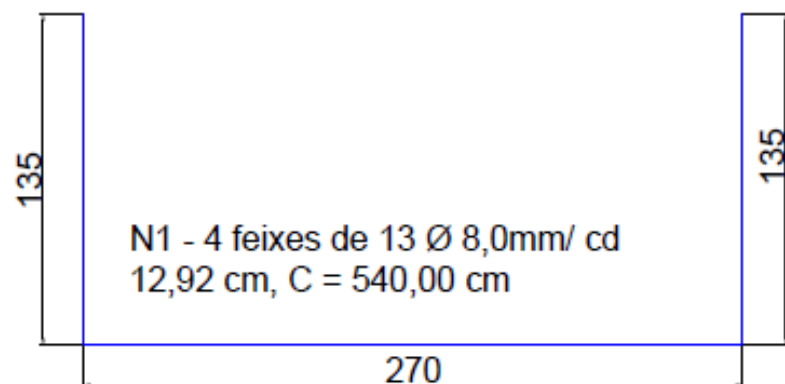


Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice N – Detalhamento – Blocos sobre quatro estacas e Pilares 20x80 cm, permanecido como 20x80 cm.

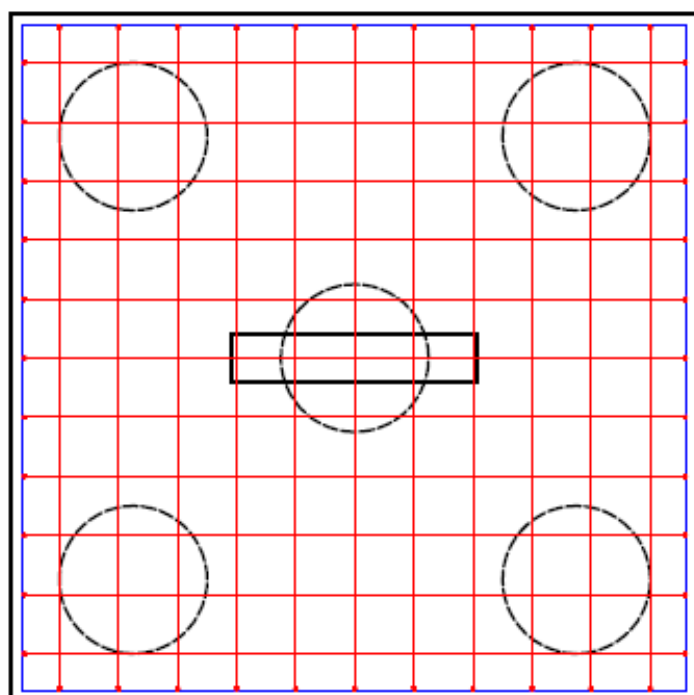
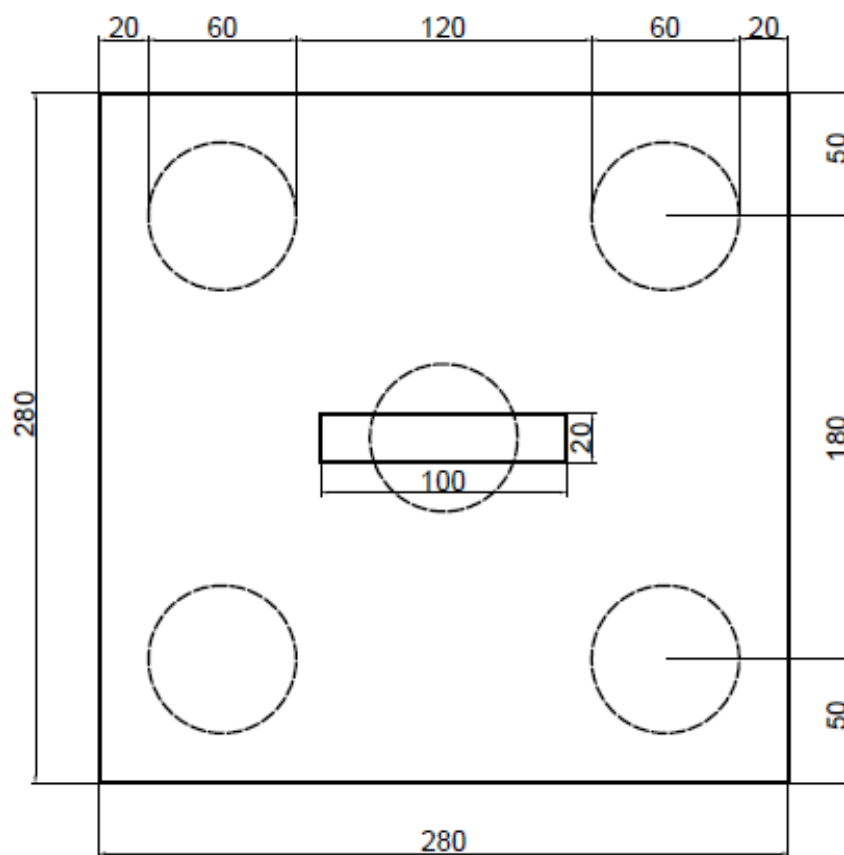


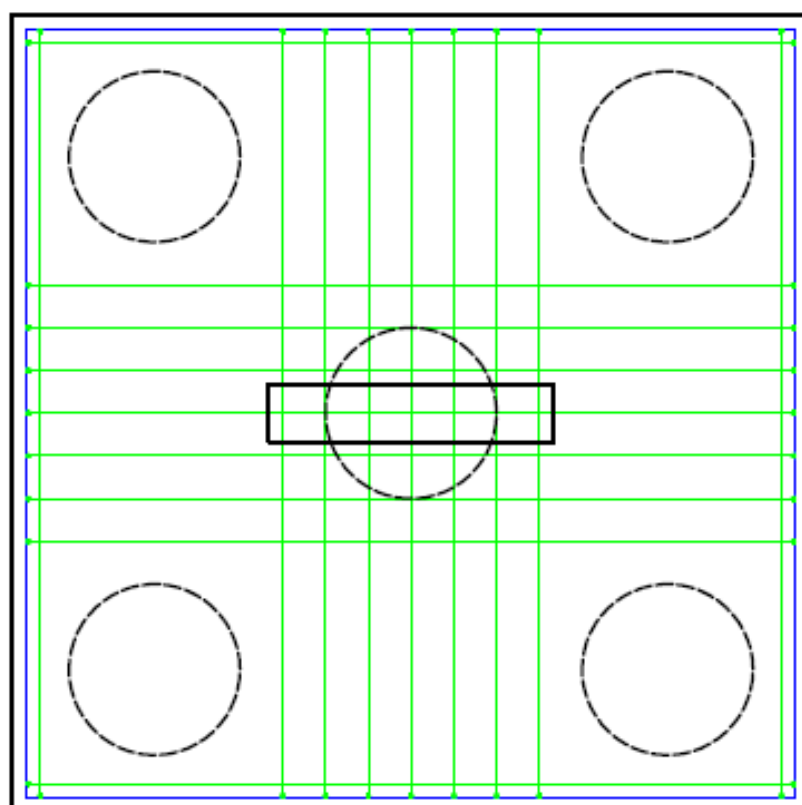
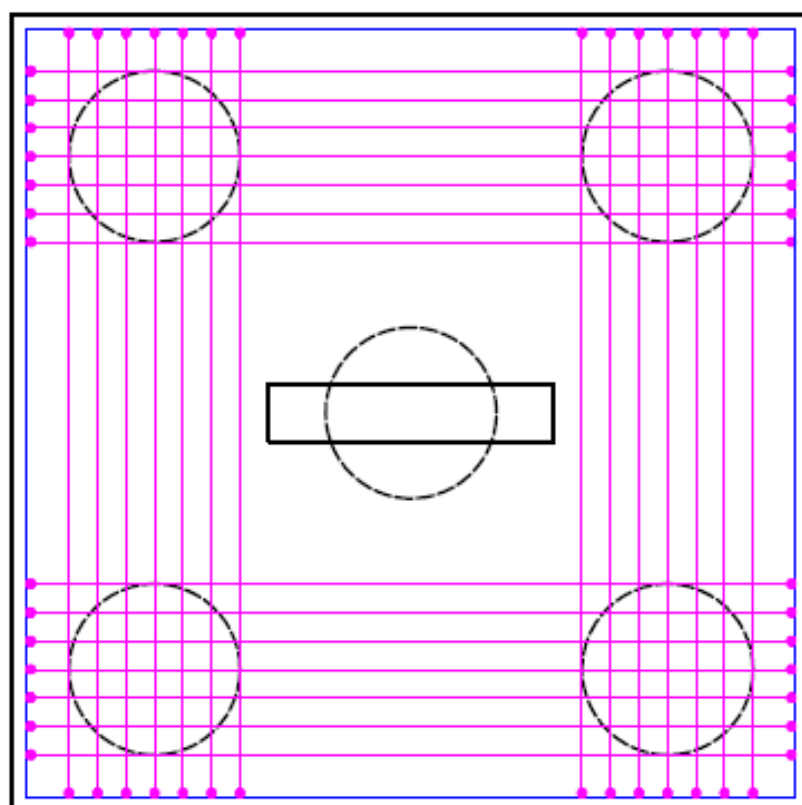


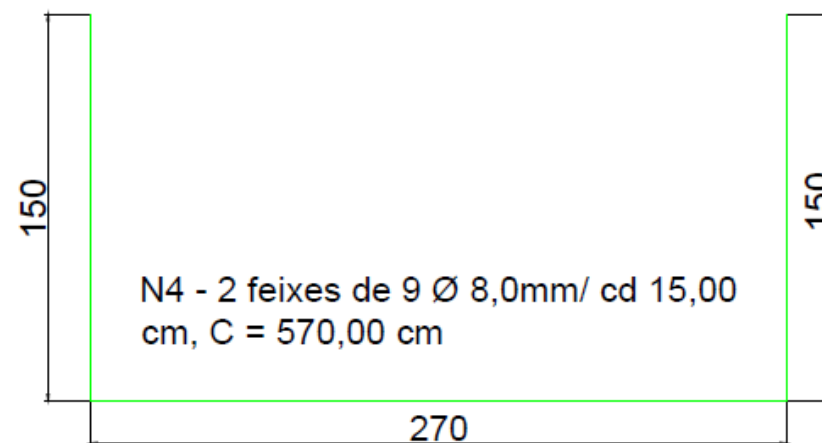
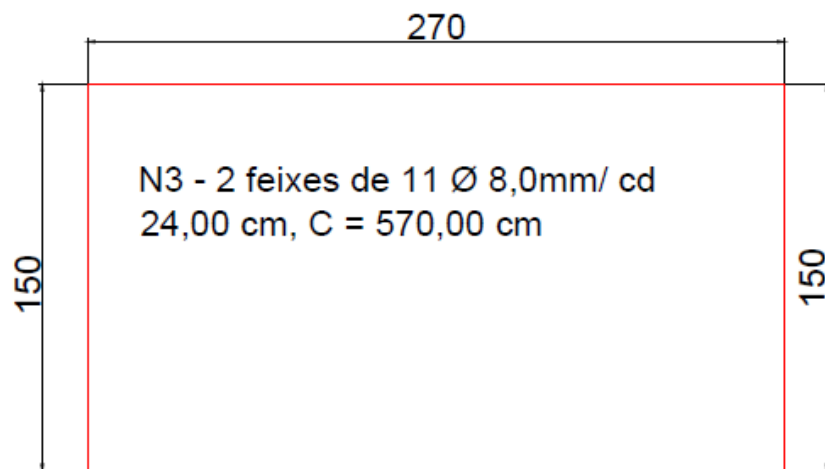
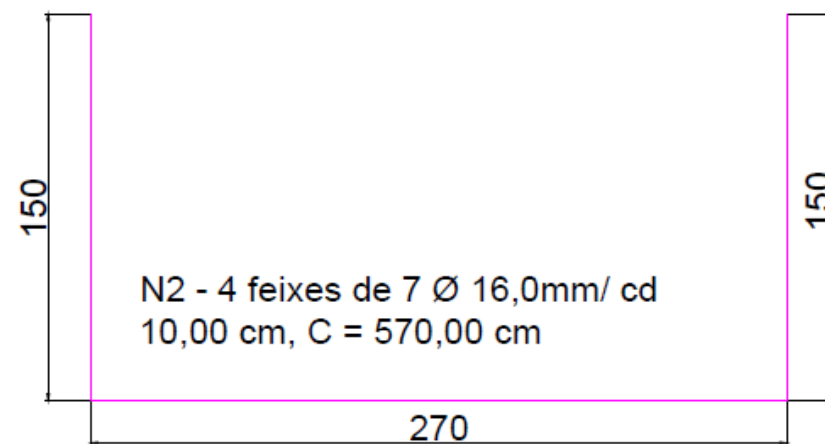
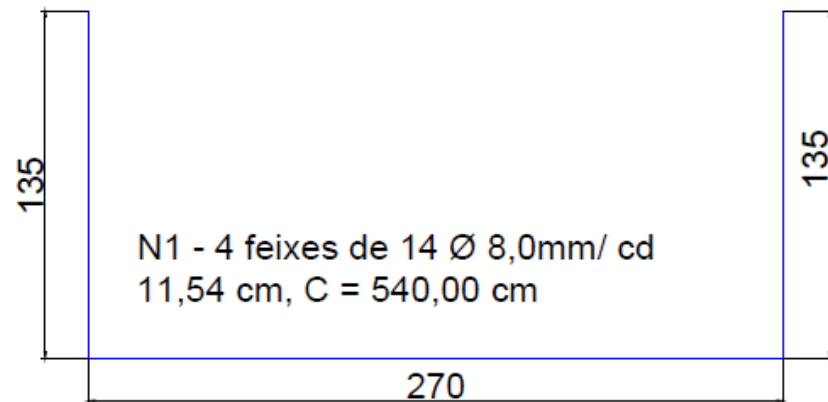


Fonte: Elaborado pelo autor.

e Pilares 20x100 cm, permanecido como 20x100 cm.

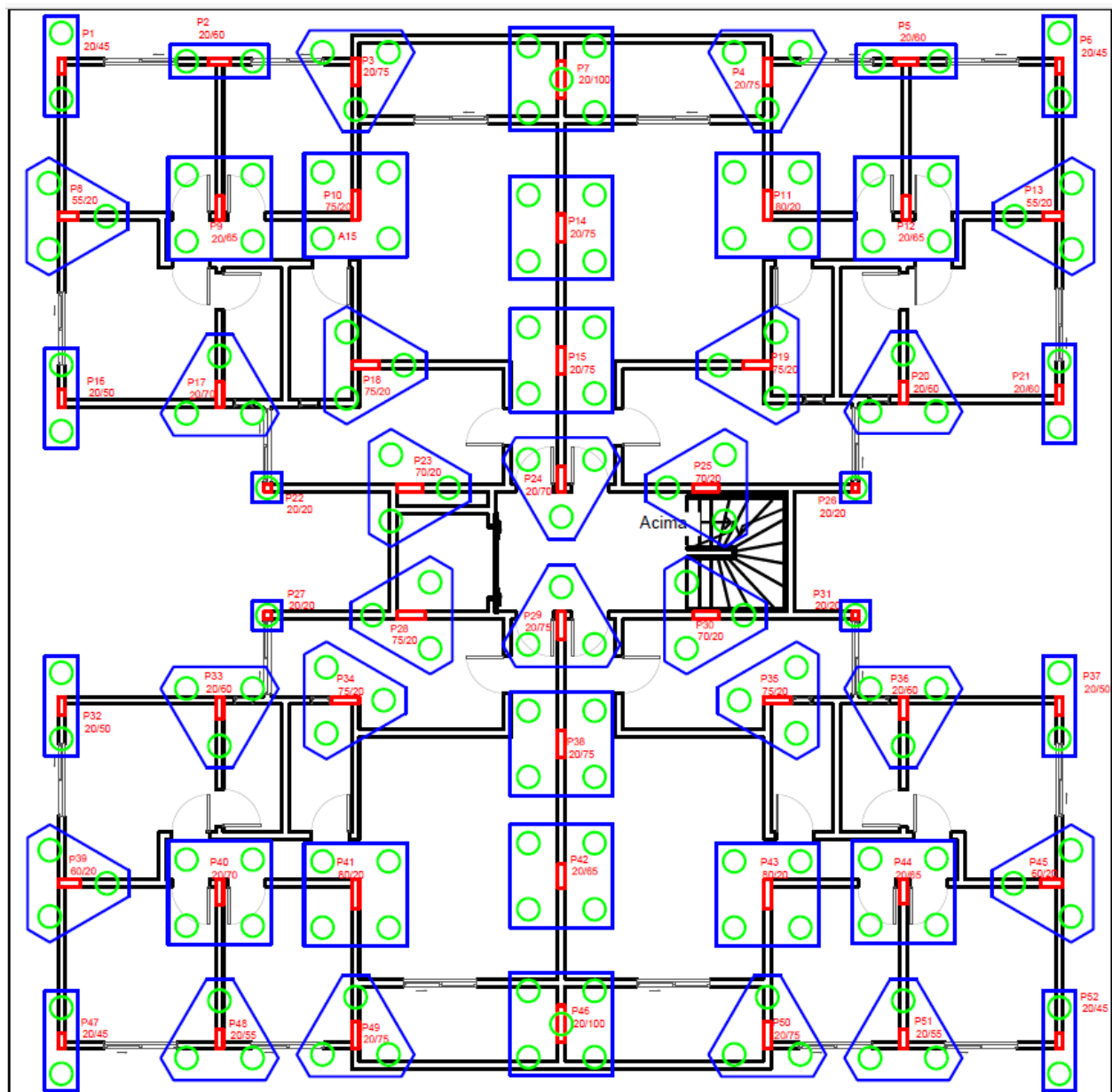






Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice P – Disposição final dos pilares e blocos sobre estacas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice Q – Orçamento do projeto de fundação em estacas escavadas.

Fonte	Código	Item	Descrição dos Serviços	Unid.	Quanti.	Valor Unit	TOTAL
		1.0	ESTACAS ESCAVADAS				
SINAPI	100900	1.1	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 60CM DE DIÂMETRO, CONCRETO LANÇADO POR BOMBA LANÇA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_01/2020	M	1694,00	213,41	361.516,54
			Sub Total				361.516,54
		2.0	BLOCOS SOBRE UMA ESTACA				
		2.1	Pilares 20x20 (P22; P26; P27 e P31)				
SINAPI	96523	2.1.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	2,17	103,41	224,39
SINAPI	96557	2.1.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	2,17	497,94	1.080,52
SINAPI	96546	2.1.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	137,71	14,31	1.970,63
			Sub Total				3.275,54
		3.0	BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS				
		3.1	Pilares 20x30 redimensionado para 20x45 (P1; P6; P47 e P52)				
SINAPI	96523	3.1.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	10,69	103,41	1.105,45
SINAPI	96557	3.1.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	10,69	497,94	5.322,97

SINAPI	96545	3.1.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	20,38	16,18	329,78
SINAPI	96546	3.1.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	412,15	14,31	5.897,86
SINAPI	96548	3.1.5	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	255,79	11,24	2.875,07
			Sub Total				15.531,13
		3.2	Pilares 20x35 redimensionado para 20x50 (P16; P21; P32 e P37)				
SINAPI	96523	3.2.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	11,66	103,41	1.205,76
SINAPI	96557	3.2.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	11,66	497,94	5.805,98
SINAPI	96545	3.2.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	10,19	16,18	164,87
SINAPI	96546	3.2.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	217,92	14,31	3.118,43
SINAPI	96548	3.2.5	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	159,79	11,24	1.796,03
			Sub Total				12.091,07
		3.3	Pilares 20x40 redimensionado para 20x60 (P2 e P5)				
SINAPI	96523	3.3.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	5,58	103,41	577,02
SINAPI	96557	3.3.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	5,58	497,94	2.778,50

SINAPI	96545	3.3.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	10,19	16,18	164,87
SINAPI	96546	3.3.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	217,92	14,31	3.118,43
SINAPI	96548	3.3.5	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	159,79	11,24	1.796,03
			Sub Total				8.434,85
4.0 BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS							
		4.1	Pilares 20x45 redimensionado para 20x55 (P8; P13; P48 e P51)				
SINAPI	96523	4.1.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	33,15	103,41	3.428,04
SINAPI	96557	4.1.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	33,15	497,94	16.506,71
SINAPI	96548	4.1.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	508,40	11,24	5.714,41
CDHU	10.01.040	4.1.4	Armadura em barra de aço CA-50 (A ou B) fyk = 500 MPa	KG	233,29	11,19	2.610,51
			Sub Total				28.259,67
		4.2	Pilares 20x50 redimensionado para 20x60 (P20; P33; P36; P39 e P45)				
SINAPI	96523	4.2.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	41,43	103,41	4.284,27
SINAPI	96557	4.2.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	41,43	497,94	20.629,65
SINAPI	96548	4.2.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	635,50	11,24	7.143,02
CDHU	10.01.040	4.2.4	Armadura em barra de aço CA-50 (A ou B) fyk = 500 MPa	KG	181,65	11,19	2.032,66
SINAPI	96545	4.2.5	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	176,14	16,18	2.849,94
			Sub Total				36.939,54

		4.3	Pilares 20x55 redimensionado para 20x70 (P17; P23; P24; P25 e P30)				
SINAPI	96523	4.3.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	41,43	103,41	4.284,27
SINAPI	96557	4.3.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	41,43	497,94	20.629,65
SINAPI	96548	4.3.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	635,50	11,24	7.143,02
CDHU	10.01.040	4.3.4	Armadura em barra de aço CA-50 (A ou B) fyk = 500 MPa	KG	181,65	11,19	2.032,66
SINAPI	96545	4.3.5	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	176,14	16,18	2.849,94
			Sub Total				36.939,54
		4.4	Pilares 20x60 redimensionado para 20x75 (P3; P4; P18; P19; P28; P29; P34; P35; P49 e P50)				
SINAPI	96523	4.4.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	82,87	103,41	8.569,58
SINAPI	96557	4.4.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	82,87	497,94	41.264,28
SINAPI	96548	4.4.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	1525,25	11,24	17.143,81
CDHU	10.01.040	4.4.4	Armadura em barra de aço CA-50 (A ou B) fyk = 500 MPa	KG	390,96	11,19	4.374,84
SINAPI	96545	4.4.5	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	352,29	16,18	5.700,05
			Sub Total				77.052,56
5.0 BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS							
		5.1	Pilares 20x65 permanecido como 20x65 (P9; P12; P42 e P44)				
SINAPI	96523	5.1.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	53,31	103,41	5.512,78

SINAPI	96557	5.1.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	53,31	497,94	26.545,18
SINAPI	96545	5.1.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	668,65	16,18	10.818,75
SINAPI	96548	5.1.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	878,63	11,24	9.875,80
			Sub Total				52.752,51
		5.2	Pilar 20x70 permanecido como 20x70 (P40)				
SINAPI	96523	5.2.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	13,32	103,41	1.377,42
SINAPI	96557	5.2.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	13,32	497,94	6.632,56
SINAPI	96545	5.2.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	171,74	16,18	2.778,75
SINAPI	96548	5.2.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	219,65	11,24	2.468,86
			Sub Total				13.257,59
		5.3	Pilar 20x75 permanecido como 20x75 (P10; P14; P15 e P38)				
SINAPI	96523	5.3.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	53,31	103,41	5.512,78
SINAPI	96557	5.3.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	53,31	497,94	26.545,18
SINAPI	96545	5.3.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	791,89	16,18	12.812,78
SINAPI	96548	5.3.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	1025,06	11,24	11.521,67
			Sub Total				56.392,41
		5.4	Pilar 20x80 permanecido como 20x80 (P11; P41 e P43)				

SINAPI	96523	5.4.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	39,98	103,41	4.134,33
SINAPI	96557	5.4.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	39,98	497,94	19.907,64
SINAPI	96545	5.4.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	593,92	16,18	9.609,62
SINAPI	96548	5.4.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	768,80	11,24	8.641,31
			Sub Total				42.292,90
6.0 BLOCOS SOBRE CINCO ESTACAS							
		6.1	Pilares 20x100 permanecido como 20x100 (P7 e P46)				
SINAPI	96523	6.1.1	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M3	25,87	103,41	2.675,21
SINAPI	96557	6.1.2	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	25,87	497,94	12.881,70
SINAPI	96545	6.1.3	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	419,01	16,18	6.779,58
SINAPI	96548	6.1.4	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	503,69	11,24	5.661,47
			Sub Total				27.997,96
TOTAL GERAL:							772.733,81

Fonte: Elaborado pelo autor.

Anexo A – Sondagem do terreno

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT															
NBR 6484/01															
CLIENTE:						SONDAGEM À PERCUSSÃO						SPT 03			
OBRA: Construção Civil						INÍCIO: 11/09/2019						TÉRMINO: 11/09/2019			
LOCAL: Área Idete - Catanduva (SP)						COTA: 517,00						COORD. N: 7.663.029	E:		
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/CM)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		TORQUE Nm		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:		NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO	
				SPT											
10 20 30 40					INL	FIN	MÁX.	RES.			DESCRIÇÃO DO MATERIAL				
		1,00	4 15	4 15	3 15	8	7	-	-		0,20	Camada Vegetal.		TC	
		1,00	4 15	4 15	3 15	8	7	-	-		1,00	Aterro, solo arenoso, pouco argiloso, pouco compacto, de coloração marrom escuro.		TH	
		2,00	3 16	2 15	2 15	6 31	4	1	2			Solo arenoso, pouco argiloso, pouco compacto, de coloração marrom.			
		3,00	2 15	2 15	2 15	4	4	3	4						
		4,00	2 15	3 15	3 15	6	8	5	6						
		5,00	3 15	4 15	5 15	7	9	7	8						
		6,00	3 15	5 15	6 15	8	11	9	10			5,80	Solo arenoso, pouco argiloso, medianamente compacto, de coloração marrom com manchas.		
		7,00	7 15	8 15	13 15	16	21	11	12			7,00	Solo arenoso, compacto, de coloração marrom com manchas.		CA
		8,00	10 15	19 15	26 15	28	46	13	14				Solo arenoso, muito compacto, de coloração marrom com manchas.		
		9,00	14 15	21 15	30 15	36	61	15	16			9,00			
		10,00	23 15	30 15	-	63 21	30 8	17	18				Solo arenoso, muito compacto, de coloração marrom.		
		11,00	30 7	-	-	30 7	-	19	20			11,07			11,00
IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR															
NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 5.4.1 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.															
OBS.:															
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm RINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - - - - - TRADO HELICOIDAL - TH - - - - - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - - - - - REVESTIMENTO - - - - -															
		DATA:		TRABALHO Nº:		FOLHA:		Engº Gil Guilherme Tovo							
		19/09/2019		487/2019		01/01									
		ESCALA:		DESENHISTA:		SONDADOR:									
		1/100		Engº Alex Braz		Henrique Pires									

Anexo B – Parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/ resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/ argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/ hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca trado vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

^a Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

^b Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

^c O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir:

- quando $A_s \leq 6 \% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando $A_s \geq 6 \% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

^d Argamassa.

^e Calda de cimento.

Fonte: ABNT NBR 6122, 2019. Projeto e execução de fundações.

Anexo C – Área da seção de barras por metro de largura

ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS POR METRO DE LARGURA a_s (cm ² /m)							
s (cm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)						s (cm)
	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	
5,0	3,92	6,24	10,06	15,70	24,54	40,22	5,0
5,5	3,56	5,67	9,15	14,27	22,31	36,56	5,5
6,0	3,27	5,20	8,38	13,08	20,45	33,52	6,0
6,5	3,02	4,80	7,74	12,08	18,88	30,94	6,5
7,0	2,80	4,46	7,19	11,21	17,53	28,73	7,0
7,5	2,61	4,16	6,71	10,47	16,36	26,81	7,5
8,0	2,45	3,90	6,29	9,81	15,34	25,14	8,0
8,5	2,31	3,67	5,92	9,24	14,44	23,66	8,5
9,0	2,18	3,47	5,59	8,72	13,63	22,34	9,0
9,5	2,06	3,28	5,29	8,26	12,92	21,17	9,5
10,0	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11	10,0
11,0	1,78	2,84	4,57	7,14	11,15	18,28	11,0
12,0	1,63	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76	12,0
12,5	1,57	2,50	4,02	6,28	9,82	16,09	12,5
13,0	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47	13,0
14,0	1,40	2,23	3,59	5,61	8,76	14,36	14,0
15,0	1,31	2,08	3,35	5,23	8,18	13,41	15,0
16,0	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57	16,0
17,0	1,15	1,84	2,96	4,62	7,22	11,83	17,0
17,5	1,12	1,78	2,87	4,49	7,01	11,49	17,5
18,0	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17	18,0
19,0	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58	19,0
20,0	0,98	1,56	2,52	3,93	6,14	10,06	20,0
22,0	0,89	1,42	2,29	3,57	5,58	9,14	22,0
24,0	0,82	1,30	2,10	3,27	5,11	8,38	24,0
25,0	0,78	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04	25,0
26,0	0,75	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73	26,0
28,0	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18	28,0
30,0	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70	30,0
33,0	0,59	0,95	1,52	2,38	3,72	6,09	33,0
Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.							
De acordo com a NBR 7480:1996.							

Fonte: Pinheiro, L.M; Nascimento, A.L. Extraído das notas de aula da disciplina de Concreto Armado, ministradas pelo professor Dr. Melges, J.L.P.

Anexo D – Classes de agressividade ambiental e cobrimento nominal

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014. Projeto de estruturas em concreto – Procedimento.

Anexo E – Comprimento da ancoragem básico – situação de boa aderência

CONCRETO	CA25 (barras lisas)	AÇO CA50 (barras nervuradas)	CA60 (barras entalhadas)
C10	78,1 ϕ	69,4 ϕ	133,8 ϕ
C15	59,6 ϕ	53,0 ϕ	102,1 ϕ
C20	49,2 ϕ	43,7 ϕ	84,3 ϕ
C25	42,4 ϕ	37,7 ϕ	72,6 ϕ
C30	37,5 ϕ	33,4 ϕ	64,3 ϕ
C35	33,9 ϕ	30,1 ϕ	58,0 ϕ
C40	31,0 ϕ	27,5 ϕ	53,1 ϕ
C45	28,6 ϕ	25,5 ϕ	49,1 ϕ
C50	26,7 ϕ	23,7 ϕ	45,8 ϕ

a) ϕ : diâmetro da barra

b) Para situação de má aderência → dividir o valor de ℓ_b obtido na tabela por 0,7.

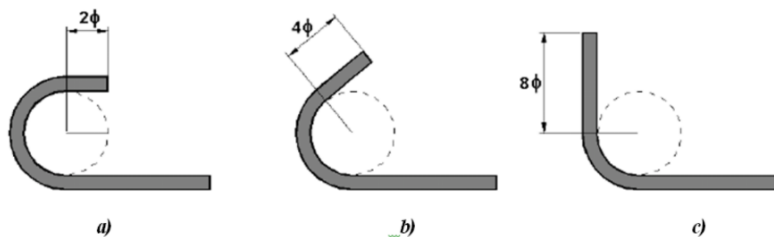
c) Para barras com diâmetro maior que 32 mm → dividir o valor de ℓ_b obtido na tabela por $\lceil (132 - \phi) / 100 \rceil$, com ϕ dado em mm.

39/4

Fonte: Extraído das notas de aula da disciplina de Concreto Armado, ministradas pelo professor Dr. Melges, J.L.P.

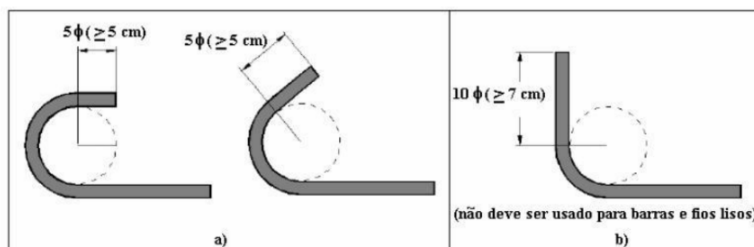
Anexo F – Detalhamento dos ganchos de armaduras

DETALHAMENTO DOS GANCHOS DA ARMADURA DE TRAÇÃO:



Diâmetros dos pinos de dobramento, para armadura de tração			
Bitola (mm)	CA – 25	CA – 50	CA – 60
$\phi < 20$	4ϕ	5ϕ	6ϕ
$\phi \geq 20$	5ϕ	8ϕ	–

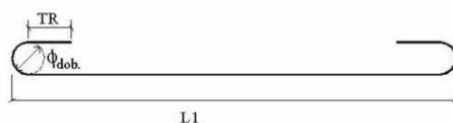
ESTRIBOS:



Diâmetros dos pinos de dobramento, para estribos			
Bitola (mm)	CA – 25	CA – 50	CA – 60
$\phi_t \leq 10$	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$
$10 < \phi_t < 20$	$4 \phi_t$	$5 \phi_t$	–
$\phi_t \geq 20$	$5 \phi_t$	$8 \phi_t$	–

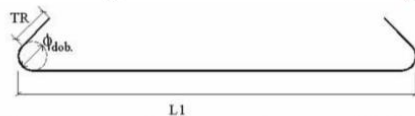
1) GANCHO TIPO A

a) Extremidade com 2 ganchos: $L_{tot} = 2 TR + L1 + 2,142 \phi_{dob.} + 1,142 \phi$



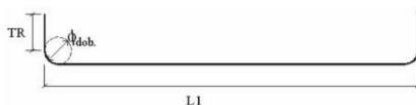
2) GANCHO TIPO B

a) Barra com ganchos nas duas extremidades: $L_{tot} = 2 TR + L1 + 1,356 \phi_{dob.} + 0,356 \phi$



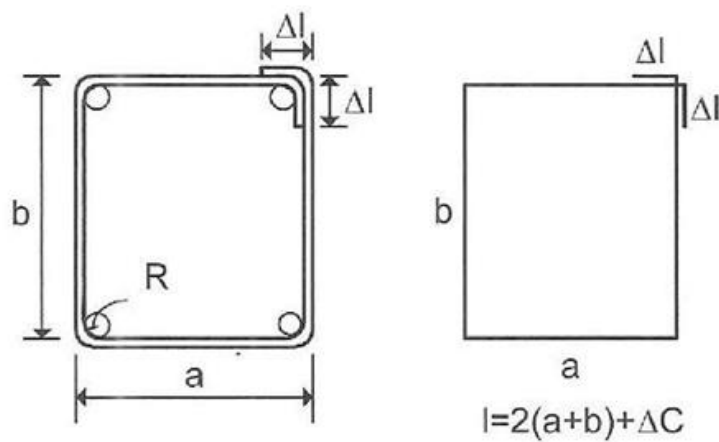
3) GANCHO TIPO C

a) Barra com ganchos nas duas extremidades: $L_{tot} = 2 TR + L1 + 0,571 \phi_{dob.} - 0,429 \phi$



Fonte: Extraído das notas de aula da disciplina de Concreto Armado, ministradas pelo professor Dr. Melges, J.L.P.

Anexo G – Detalhamento de estribos



Δl = comprimento total da ponta

l = comprimento total da barra

$R = 1,5\phi_t$, se $\phi_t \leq 10$;

$R = 2,5\phi_t$, se $\phi_t > 10$.

Valores de Δl e ΔC (em cm)

ϕ_t	5	6,3	8	10	12,5	16
Δl	7	8	10	13	17	22
ΔC	10	11	13	17	20	26

Fonte: PINTO, S. Tabela de Ancoragem de Estribos – Esquemas de Construção.
Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), 2020.

Anexo H – Comprimento de Ancoragem – CA-50

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM ℓ_b (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$														CA-50 nervurado		
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	303	212	250	175	215	151	191	133	172	120	157	110	145	102	136	95
	212	148	175	122	151	105	133	93	120	84	110	77	102	71	95	66
Valores de acordo com a NBR 6118																
Nº Superior: Má Aderência ; Nº Inferior: Boa Aderência																
ℓ_b Sem e Com ganchos nas extremidades																
$A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada																
O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100mm \end{cases}$																
$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$																

Fonte: Bastos, 2023.