

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETO DE
FUNDAÇÕES POR SAPATAS E POR ESTACAS**

Leonardo Sena

Florianópolis - SC

2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Sena, Leonardo
ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS E
POR ESTACAS / Leonardo Sena ; orientador, Narbal Ataliba
Marcellino - Florianópolis, SC, 2016.
118 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Fundações. 3. Sapatas. 4.
Estacas. 5. Bielas e tirantes. I. Ataliba Marcellino,
Narbal. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

LEONARDO SENA

ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS E POR ESTACAS

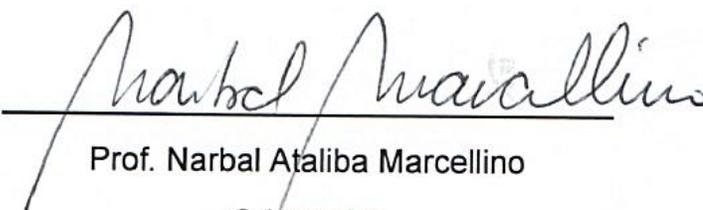
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro (a) Civil, e aprovado em sua forma final pelo programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, dezembro de 2016.

Prof. Luis Alberto Gómez

Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Narbal Ataliba Marcellino

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Daniel Domingues Loriggio

Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Ricardo Benedet

GPinheiro Empreendimentos

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Claudemiro e Edna, por todo o amor, o carinho, o apoio e a educação que foram fundamentais para a minha formação como pessoa e como profissional.

À minha irmã Gabriela, pelo carinho e suporte durante estes anos de graduação.

Aos meus colegas de graduação, pelo suporte nos momentos de estudo e também pela alegria e companheirismo nos momentos de descontração.

À toda equipe da GPINHEIRO Empreendimentos, Ricardo, Alexsandro e Beatriz, pela oportunidade de trabalho na área e por todo o conhecimento transmitido.

Ao Prof. Narbal, pela orientação, apontando o caminho a seguir para uma boa elaboração deste trabalho.

À Universidade Federal de Santa Catarina pelos ensinamentos e pelos bons momentos que ali vivi.

RESUMO

A variedade de tipos de fundação disponíveis no mercado, é cada vez maior, e se faz necessário saber em qual situação devem ser utilizados. Existem dois grandes grupos de fundações: as superficiais e as profundas. As superficiais transmitem as tensões ao solo pela base e as profundas transmitem as tensões pelo atrito do fuste da estaca com o solo. Este trabalho busca realizar um projeto de fundações com sapatas e outro com estacas e comparar estas duas opções de projetos a fim de verificar qual delas é mais viável para o caso estudado. Para o dimensionamento dos elementos estruturais é utilizado o método das bielas e tirantes.

Palavras-chave: fundação, sapatas, estacas, blocos-de-coroamento, bielas e tirantes.

ABSTRACT

The number of foundation types available on the market is increasing, and it is necessary to know in which situation they should be used. There are two major groups of foundations: the shallow and the deep. The shallow ones transmit the tensions to the ground by the base and the deep ones transmit the tensions by the friction of the stem of the stake with the ground. This work seeks to carry out a foundations project with spread footings and another with stakes and compare these two projects in order to verify which of the two is more feasible for the case in study. For the dimensioning of the structural elements, the strut and tie method will be used.

Palavras-chave: foundation, spread footing, stake, crown block, strut and tie.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO	12
1.1 – JUSTIFICATIVA	13
1.2 – OBJETIVOS	13
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1 - DEFINIÇÃO DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO	14
2.2 - INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	14
2.2.1 - PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO	14
2.2.2 - MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	15
2.2.2.1 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	16
2.2.2.1.1 – DEFINIÇÃO	16
2.2.2.1.2 - APARELHAGEM.....	16
2.2.2.1.3 - PROCEDIMENTO.....	17
2.2.2.1.4 - EXPRESSÃO DOS RESULTADOS	20
2.2.2.2 - SONDAÇÃO A PERCUSSÃO COM MEDIDA DE TORQUE (SPT-T)	22
2.2.2.2.1 – DEFINIÇÃO	22
2.2.2.2.2 – APARELHAGEM.....	22
2.2.2.2.3 – PROCEDIMENTO	23
2.2.2.2.4 – EXPRESSÃO DOS RESULTADOS	23
2.2.2.3 - SONDAÇÃO ROTATIVA OU MISTA	23
2.2.2.3.1 – DEFINIÇÃO	23
2.2.2.3.2 – APARELHAGEM.....	24
2.2.2.3.3 – PROCEDIMENTO	25
2.2.2.3.4 - EXPRESSÃO DOS RESULTADOS	26
2.3 - FUNDAÇÕES DIRETAS (SUPERFICIAIS)	28
2.3.1 – DEFINIÇÃO	28
2.3.2 – TIPOS DE FUNDAÇÃO DIRETA.....	28
2.3.2.1 – SAPATAS	29
2.3.3 – DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS.....	30
2.3.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA	30
2.3.3.1.1 – MODOS DE RUPTURA	30

2.3.3.1.2 – TEORIA DE TERZAGHI	32
2.3.3.1.3 – PROPOSIÇÃO DE VESIC	34
2.3.3.1.3 – SOLO ESTRATIFICADO.....	35
2.3.3.1.3 – PARÂMETROS DO SOLO	36
2.3.3.2 – RECALQUES.....	38
2.3.3.2.1 – MEIO ELÁSTICO HOMOGÊNEO (MEH).....	39
2.3.3.2.2 – MEIO ELÁSTICO NÃO-HOMOGÊNEO	42
2.3.3.2.2.1 – MÉTODO DE SCHMERTMANN	42
2.3.3.2.3 – PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE	44
2.3.3.2.4 – RECALQUES TOTAIS LIMITES	46
2.3.3.3 – TENSÃO ADMISSÍVEL	46
2.3.3.4 – DETALHAMENTO	47
2.3.3.4.1 – MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES PARA SAPATAS.....	47
2.3.3.4.1.1 – ARMADURA DE FLEXÃO	48
2.3.3.4.1.2 – ARMADURA DE ARRANQUE DOS PILARES.....	50
2.3.3.4.1.2 – VERIFICAÇÃO DA TENSÃO NA DIAGONAL COMPRIMIDA.....	51
2.4 - FUNDAÇÕES INDIRETAS (PROFUNDAS).....	52
2.4.1 – DEFINIÇÃO	52
2.4.2 – TIPOS DE FUNDAÇÃO INDIRETA	53
2.4.2.1 – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA	53
2.4.3 – DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS	55
2.4.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA	55
2.4.3.1.1 – MÉTODO AOKI-VELLOSO	56
2.4.3.1.2 – EFEITO DE GRUPO	58
2.4.3.1.3 – OUTROS TIPOS DE EFEITOS E CARREGAMENTOS.....	58
2.4.3.2 – RECALQUES.....	60
2.4.3.2.1 – ENCURTAMENTO ELÁSTICO	61
2.4.3.2.2 – RECALQUE DO SOLO	61
2.4.3.2.3 – EFEITO DE GRUPO	64
2.4.3.3 – CARGA ADMISSÍVEL.....	64
2.4.3.3.1 – CARGA DE CATÁLOGO	65
2.4.4 – BLOCOS DE COROAMENTO	67
2.4.4.1 – MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES	67

2.4.4.2 – DIMENSIONAMENTO	68
2.4.4.2.1 – BLOCO SOBRE UMA ESTACA	68
2.4.4.1.3 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS.....	70
2.4.4.1.4 – BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS	72
2.4.4.3 – DETALHAMENTO	73
2.4.4.3.1 – ARMADURAS	73
2.4.4.3.1.1 – ARMADURA DE FLEXÃO	73
2.4.4.3.1.2 – ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	74
2.4.4.3.1.3 – ARMADURA DE SUSPENSÃO	74
2.4.4.3.1.4 – ARMADURA DE ARRANQUE DOS PILARES.....	74
2.4.4.3.1.5 – ARMADURA LATERAL E SUPERIOR	74
2.4.4.3.2 – BLOCO SOBRE UMA ESTACA	75
2.4.4.3.3 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS.....	76
2.4.4.3.4 – BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS	79
2.5 – ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO	83
3 – ESTUDO DE CASO	85
3.1 – LOCALIZAÇÃO DA OBRA	85
3.2 – INFORMAÇÕES DE SONDAGEM.....	85
3.3 – INFORMAÇÕES DA SUPERESTRUTURA.....	92
3.4 – DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	93
3.4.1 – CASO DO PILAR P25.....	93
3.4.1.1 – CAPACIDADE DE CARGA	93
3.4.1.2 – RECALQUES.....	94
3.4.1.3 – DETALHAMENTO	94
3.4.2 – ANÁLISE DE VIABILIDADE	96
3.5 – DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS	97
3.5.1 – CASO DO PILAR M8.....	98
3.5.1.1 – CAPACIDADE DE CARGA	98
3.5.1.2 – RECALQUES.....	100
3.5.1.3 – BLOCO DE COROAMENTO	100
3.5.2 – CASO DO PILAR P24.....	101
3.5.2.1 – CAPACIDADE DE CARGA	102
3.5.2.2 – RECALQUES.....	103

3.5.1.3 – BLOCO DE COROAMENTO	103
3.5.3 – CASO DO PILAR M31.....	105
3.5.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA	105
3.5.3.2 – RECALQUES.....	106
3.5.3.3 – BLOCO DE COROAMENTO	107
3.5.4 – CASO DO PILAR P25	108
3.5.4.1 – CAPACIDADE DE CARGA	108
3.5.4.2 – RECALQUES.....	109
3.5.4.3 – BLOCO DE COROAMENTO	110
3.5.5 – ANÁLISE DE VIABILIDADE	111
4 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	113
5 - APÊNDICE	116

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - a) Avanço por circulação de água; b) Avanço por cravação	17
Figura 2.2 - a) Amostrador padrão; b) Tubo Shelby	19
Figura 2.3 - Relatório de Sondagem do Furo 01.....	21
Figura 2.4 - Torquímetro de estalo	22
Figura 2.5 - Relatório de sondagem SPT-T	23
Figura 2.6 - Sonda rotativa	24
Figura 2.7 - a) Barrilete simples; b) barrilete duplo; c) barrilete duplo giratório	25
Figura 2.8 - Caixa de testemunho para sondagem rotativa	26
Figura 2.9 - Relatório de sondagem rotativa.....	27
Figura 2.10 – Tipos de fundação direta	29
Figura 2.11 - a) Ruptura geral; b) Ruptura local; c) Puncionamento; d) Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia	31
Figura 2.12 - Modos de ruptura para solos com base em coesão e ângulo de atrito	38
Figura 2.13 - Fator de influência I_z	44
Figura 2.14 - Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata	48
Figura 2.15 - Esquema de forças segundo método das bielas	48
Figura 2.16 - Armadura de flexão da sapata	49
Figura 2.17 – Tipos de fundação indireta	53
Figura 2.18 – Esquema de perfuração e concretagem da estaca hélice contínua	54
Figura 2.19 - Máquina hélice contínua	54
Figura 2.20 - Parcelas de recalque	60
Figura 2.21 - Propagação de tensões devido à reação de ponta	62
Figura 2.22 - Propagação de tensões devido às cargas laterais	63
Figura 2.23 – Caminhamento da carga do pilar para as estacas	68
Figura 2.24 - Bloco sobre uma estaca	69
Figura 2.25 - Bloco sobre duas estacas	70
Figura 2.26 - Bloco sobre três estacas	72
Figura 2.27 - Detalhamento de bloco sobre uma estaca	75
Figura 2.28 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas	77
Figura 2.29 - Detalhamento de bloco sobre três estacas.....	80
Figura 3.1 - Localização da obra.....	85

Figura 3.2 - Locação dos furos de sondagem	86
Figura 3.3 - Relatório de sondagem SPT do furo 01	88
Figura 3.4 - Relatório de sondagem SPT do furo 02	89
Figura 3.5 – Relatório de sondagem rotativa	91
Figura 3.6 – Pavimentos da estrutura	92
Figura 3.7 - Geometria da sapata	95
Figura 3.8 - Detalhamento eixo y	95
Figura 3.9 - Detalhamento eixo x	96
Figura 3.10 - Detalhamento do bloco sob o pilar M8	101
Figura 3.11 - Detalhamento do bloco sob o pilar P24.....	104
Figura 3.12 - Detalhamento do bloco sob o pilar M31	108
Figura 3.13 - Detalhamento do bloco sob o pilar P25	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Diâmetros de perfuração em rocha	26
Tabela 2.2 - Fatores de capacidade de carga	33
Tabela 2.3 - Fatores de forma	33
Tabela 2.4 – Fatores de forma	34
Tabela 2.5 - Fatores de capacidade de carga	35
Tabela 2.6 - Peso específico de solos argilosos	37
Tabela 2.7 - Peso específico de solos arenosos	37
Tabela 2.8 - Fator de influência I_p	40
Tabela 2.9 - Fatores de influência relacionados a espessura da camada e embutimento	41
Tabela 2.10 - Fator α de correlação de E_s com q_c	45
Tabela 2.11 - Coeficiente K de correlação entre q_c e NSPT	45
Tabela 2.12 - Coeficiente de Poisson	45
Tabela 2.13 – Comprimento de ancoragem	51
Tabela 2.14 – Valores de k e α	57
Tabela 2.15 – Fatores de correção	58
Tabela 2.16 - Cargas de catálogo para hélice contínua	66
Tabela 2.17 - Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas	67
Tabela 3.1 – Somatório parcial da área das sapatas	97
Tabela 3.2 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 40 cm de diâmetro	99
Tabela 3.3 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 50 cm de diâmetro	102
Tabela 3.4 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 60 cm de diâmetro	106
Tabela 3.5 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 70 cm de diâmetro	109
Tabela 3.6 – Consumo de materiais para o pilar P25	109

1 - INTRODUÇÃO

“Não se erra se dissermos que, dentro da Engenharia Civil, a especialização em Fundações é a que requer maior vivência e experiência” (VELLOSO E LOPES, 2012).

As fundações podem ser consideradas a parte mais importante da estrutura, por suportar todas as cargas provenientes do seu próprio peso e as cargas decorrentes de seu uso. É sempre importante possuir uma grande gama de informações sobre as características do subsolo e sobre as cargas da estrutura para que não haja equívocos no projeto.

Dito isso, este trabalho vem para auxiliar a compreensão destas duas soluções de fundação: a fundação por sapatas e a fundação por estaca.

Fundações superficiais por sapatas são de simples execução e geralmente não necessitam de mão de obra especializada. São muito utilizadas para estruturas de pequeno a médio porte em solos que não sejam muito compressíveis. Através de sua base o elemento transmite as cargas para o solo, por isso podem ser chamadas também de fundações diretas.

Fundações profundas por estacas necessitam de equipamentos específicos para a sua execução: máquinas e pessoal especializado para a operação de tais equipamentos. As estacas são bastante utilizadas nas obras de grande porte e até mesmo em obras de médio porte localizadas sobre solo de baixa resistência. Estes elementos transmitem a carga ao solo principalmente por meio do atrito lateral com o solo, por isso são chamadas também de fundações indiretas.

Ambas as soluções, porém, necessitam de métodos mais exatos e eficazes para o seu dimensionamento. Os métodos teóricos existentes necessitam de grandes fatores de segurança para tornar válidos os valores obtidos e os métodos empíricos nem sempre conseguem reproduzir a situação real dos elementos de fundação a serem dimensionados. Muita dessa incerteza quanto aos projetos de fundação se deve à interação da estrutura com o próprio solo, que é um material muito difícil de se prever o comportamento.

Por isso Velloso e Lopes estão certos quanto à frase acima, a experiência conta muito na área de fundações. Todos os casos que já foram observados podem fornecer informações de grande importância para os novos casos que virão a acontecer.

1.1 – JUSTIFICATIVA

Este trabalho justifica-se pela vontade de se criar um guia para projetos de fundações, tanto superficiais quanto profundas, para que se possa verificar qual tipo de fundação é a mais adequada para cada caso.

Não foi avaliada a questão financeira de cada solução, apenas as dimensões de cada elemento e o consumo de materiais.

Outra motivação para a elaboração deste trabalho foi unir conhecimentos adquiridos durante a graduação e colocá-los em prática para iniciar o primeiro projeto de fundações.

1.2 – OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho são:

- Apresentar os métodos utilizados para obtenção das tensões admissíveis para fundações superficiais e profundas.
- Apresentar o método de dimensionamento por bielas e tirantes para sapatas e para blocos de coroamento.
- Automatizar o dimensionamento por bielas e tirantes de sapatas e blocos de coroamento sobre até quatro estacas
- Analisar a viabilidade de cada solução.
- Apresentar um projeto de fundação para o caso estudado.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - DEFINIÇÃO DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO

Para fins de análise costuma-se admitir para as estruturas a sua separação virtual em super e infraestrutura, adotando-se como ações na infra as reações da superestrutura. Tal separação é conveniente tendo em vista a simplificação e as ferramentas de cálculo disponíveis para as análises (SPERNAU, 2012).

2.2 - INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Para uma boa concepção de um projeto de fundações é essencial que se saiba as características do solo no terreno onde a estrutura será construída, e dependendo da qualidade do solo das primeiras camadas e da magnitude da estrutura, se faz necessário conhecer as características de camadas ainda mais profundas.

Segundo Britto (1987), fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada. Toda essa economia depende principalmente de um estudo completo do subsolo.

2.2.1 - PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

De acordo com Velloso e Lopes, para a definição de um programa de investigação, o projetista deve ter em mãos:

- A planta do terreno;
- Os dados sobre a estrutura a ser construída e sobre vizinhos que possam ser afetados pela obra;
- Informações geológicas e geotécnicas disponíveis sobre a área;
- Normas e códigos de obras locais.

No local da obra é interessante que se faça anotações sobre as características do local, tais como afloramentos de rocha, taludes e erosões.

A norma NBR 8036 estipula que o número de sondagens deve ser, no mínimo, uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200 m², que é a situação dos projetos que serão analisados neste trabalho. Para áreas entre 1200 m² e 2400 m², deve ser feita uma sondagem a cada 400 m² que excederem os 1200 m². E sob qualquer circunstância o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) Três para área entre 200 m² e 400 m².

As sondagens devem ser igualmente distribuídas por toda a área e devem ser definidas, também, levando em conta locais do terreno onde se concentrarão grandes cargas. Quando o número de sondagens for maior que três, elas não devem ser alinhadas.

Quanto à profundidade das sondagens, estas devem ser executadas até a cota onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, considerando que estas não sejam camadas questionáveis quanto à sua capacidade estrutural.

No caso de a sondagem atingir rocha e não haver dúvida sobre a continuidade da camada, esta pode ser interrompida.

2.2.2 - MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

O mercado oferece diversos métodos de investigação do subsolo, cabe ao engenheiro avaliar qual seria o método mais eficaz em cada caso.

Estes são alguns dos principais processos:

- a) Poços;
- b) Sondagens a trado
- c) Sondagens a percussão (SPT)
- d) Sondagens rotativas
- e) Sondagens mistas
- f) Ensaio de cone (CPT)
- g) Ensaio pressiométrico (PMT)

Ainda existem outros ensaios que são utilizados para casos muito específicos, como quando, por exemplo, há a ocorrência de camadas de argila mole. Existem também métodos geofísicos, os quais são normalmente usados em obras mais extensas.

2.2.2.1 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

2.2.2.1.1 – DEFINIÇÃO

A sondagem SPT é a mais comum de ser utilizada em obras de pequeno e médio porte. Ela alia um baixo custo de execução, equipamentos fáceis de serem transportados e dados que são suficientes para poder se executar um bom projeto de fundação.

A NBR 6484 é a norma que prescreve o método de ensaio SPT. A norma lista as finalidades deste método como sendo:

- A determinação dos tipos de solo em respectivas profundidades de ocorrência;
- A posição do nível d'água;
- Os índices de resistência à penetração a cada metro.

2.2.2.1.2 - APARELHAGEM

TORRE

A torre pode ser de execução automática, com um guincho motorizado, ou de execução manual, com um sarilho ou corda solta.

TUBOS DE REVESTIMENTO

No caso do furo de sondagem parecer instável, deve ser utilizado um tubo de revestimento. O tubo de revestimento deve ser de aço, com diâmetro nominal interno de 63,5 mm, podendo ser emendado por luvas.

TRÉPANO

É uma peça de lavagem utilizada para avançar mais rapidamente na perfuração através da circulação de água. Ela não mede resistência do solo nem recolhe amostras.

AMOSTRADOR PADRÃO

Peça de aço que é cravada no solo para se obter a resistência à cravação do solo e também recolher amostras.

MARTELO PADRONIZADO

É uma massa de ferro de 65 kg utilizado para a cravação do amostrador padrão.

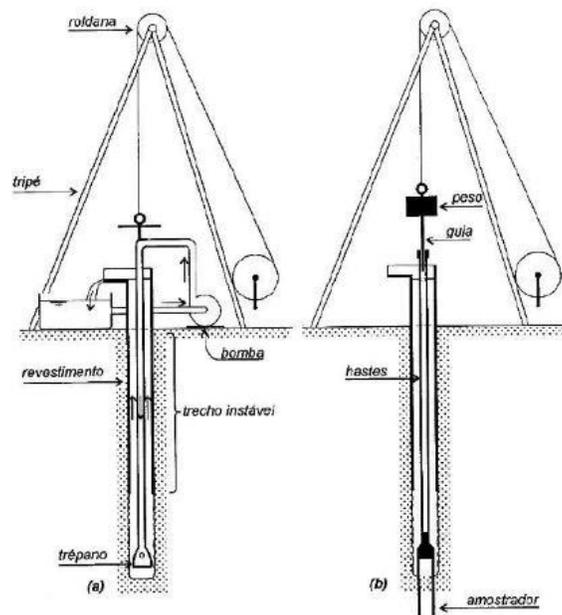


Figura 2.1 - a) Avanço por circulação de água; b) Avanço por cravação (Velloso e Lopes, 2012)

2.2.2.1.3 - PROCEDIMENTO

LOCAÇÃO DO FURO

Cada furo deve ser marcado com a cravação de um piquete de madeira ou material apropriado. Neste piquete deve estar gravado a identificação do furo.

PROCESSOS DE PERFURAÇÃO

Em geral, o primeiro metro de solo não é interessante em termos de resistência e deve ser retirado, este apresenta muita matéria orgânica e sujeira. Na sequência deve ser utilizado o trado helicoidal até se atingir o nível d'água freático.

O ensaio consiste na cravação do amostrador, por meio de golpes do martelo caindo a uma altura de 75 cm. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em três conjuntos de golpes, um conjunto para cada 15 cm. O resultado do ensaio é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais, desprezando os 15 cm iniciais. Em seguida o amostrador é retirado e a amostra coletada é guardada para exames posteriores. Quando o material em questão se trata de argila, o amostrador utilizado é o tubo Shelby.

Frequentemente não ocorre a penetração exata dos 45 cm, bem como de cada um dos segmentos de 15 cm do amostrador, com certo número de golpes. Na prática, é registrado o número de golpes empregados para uma penetração imediatamente superior a 15 cm, registrando-se o comprimento penetrado. A seguir, conta-se o número adicional de golpes até a penetração total ultrapassar 30 cm e em seguida o número de golpes adicionais para a cravação atingir 45 cm ou, com o último golpe, ultrapassar este valor.

Na continuação do ensaio é utilizado o trépano, avançando os 55 cm restantes para se alcançar a próxima camada. O material retirado pela circulação de água é direcionado à um balde para que possa ser feita a sua classificação. Em seguida, retira-se o trépano, coloca-se novamente o amostrador padrão e repete-se o procedimento de cravação. Os centímetros iniciais da próxima camada são afetados pela atividade do trépano, por isso a contagem de golpes dos 15 cm iniciais não é considerada no resultado final.

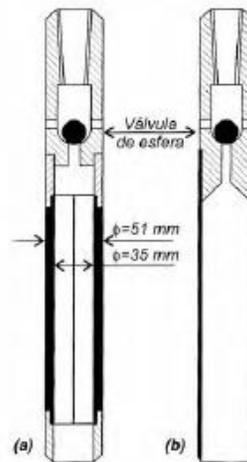


Figura 2.2 - a) Amostrador padrão; b) Tubo Shelby (Velloso e Lopes, 2012)

CRITÉRIOS DE PARALIZAÇÃO

- a) Quando, em 3 metros sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador padrão;
- b) Quando, em 4 metros sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador padrão;
- c) Quando, em 5 metros sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador padrão.

A cravação do amostrador padrão é interrompida antes dos 45 cm quando:

- a) Em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;
- b) Um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;
- c) Não se observar avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

O amostrador é então substituído pelo trépano. A sondagem deve ser dada por encerrada quando, no avanço da perfuração por circulação de água, forem obtidos avanços inferiores a 5 cm em cada período de 10 minutos ou quando, após a realização de quatro ensaios consecutivos, não for alcançada a profundidade de execução do SPT.

Caso haja a necessidade de se prosseguir com a investigação do subsolo, deve-se utilizar o método de sondagem rotativa.

OBSERVAÇÃO DO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO

Durante a perfuração com o trado helicoidal, o operador deve estar atento a qualquer sinal de solo úmido ou água. Nesta oportunidade, interrompe-se a operação de perfuração e observa-se a elevação do nível d'água no furo, efetuando-se leituras a cada 5 minutos, durante, no mínimo, 15 minutos.

Sempre que ocorrer interrupção na execução da sondagem, é obrigatória, tanto no início quanto no final desta interrupção, a medida da posição do nível d'água, bem como da profundidade aberta do furo e da posição do tubo de revestimento.

Após o encerramento da sondagem, decorridas no mínimo 12 horas, e estando o furo não obstruído, deve ser medida a posição do nível d'água, bem como a profundidade até onde o furo permanece aberto.

IDENTIFICAÇÃO DA SONDAGEM E ELABORAÇÃO DO PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA SONDAGEM

As amostras devem ser classificadas de acordo com:

- a) Granulometria;
- b) Plasticidade;
- c) Cor
- d) Origem:

Solos com predominância de grãos maiores que 2 mm devem ser classificados como pedregulhos e com grãos inferiores a 2 mm e superiores a 0,1 mm devem ser classificados como areias. As areias podem ser subdivididas em grossas (grão de 1,0 mm), médias (grãos de 0,5 mm) e finas (grãos de 0,2 mm). Solos com predominância de grãos inferiores a 0,1 mm devem ser classificados como argilas ou siltes.

2.2.2.1.4 - EXPRESSÃO DOS RESULTADOS

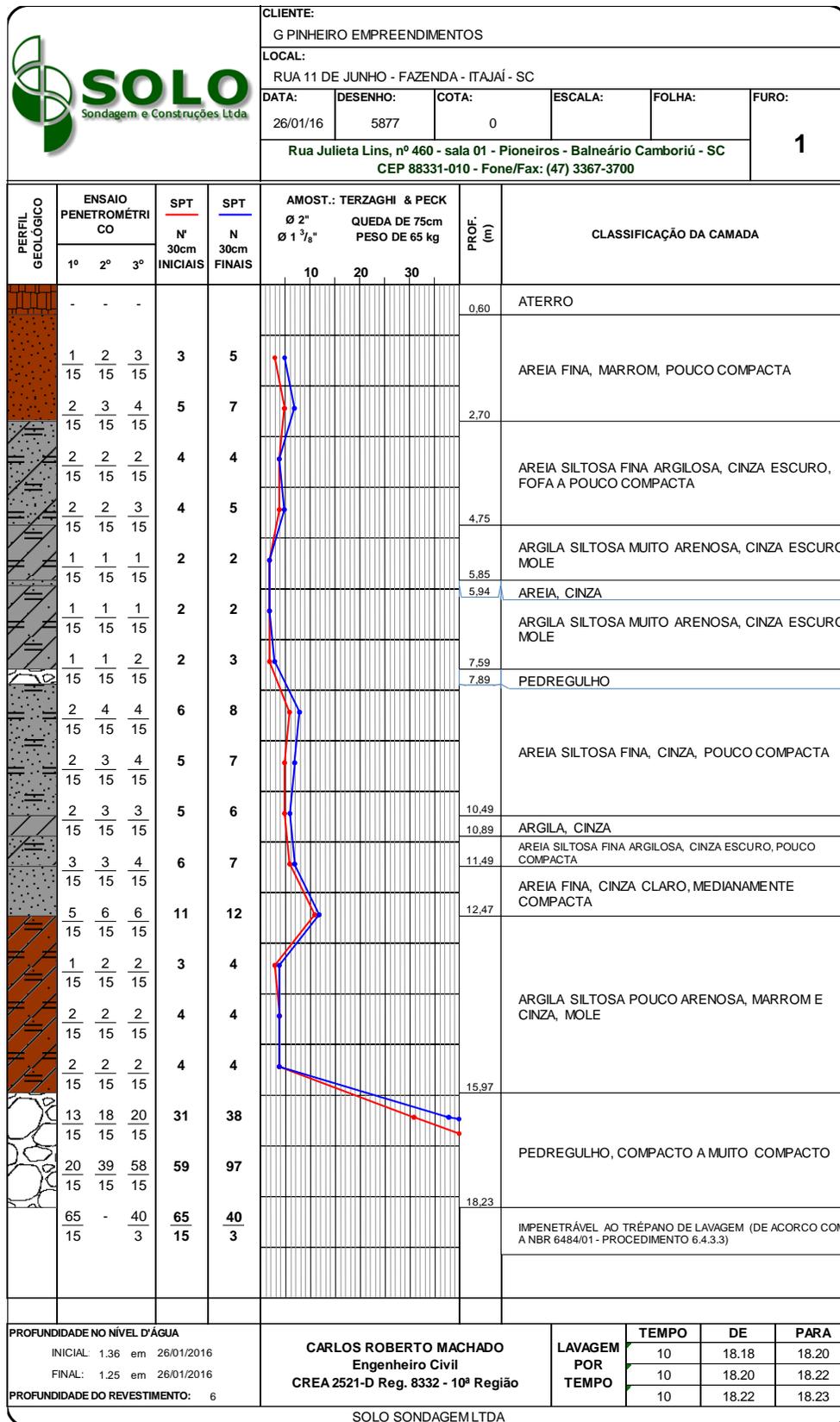


Figura 2.3 - Relatório de Sondagem do Furo 01 (Solo Sondagens)

2.2.2.2 - SONDAGEM A PERCUSSÃO COM MEDIDA DE TORQUE (SPT-T)

2.2.2.2.1 – DEFINIÇÃO

É igual ao método de sondagem SPT, porém ao final da medida de penetração do amostrador padrão, é feita a medida do torque necessário para rotacioná-lo. A medida do torque serve para caracterizar o atrito lateral entre o solo e o amostrador.

2.2.2.2.2 – APARELHAGEM

São necessários todos os aparelhos utilizados na sondagem SPT, com a adição de um equipamento chamado torquímetro.

TORQUÍMETRO

Também conhecido por chave dinamométrica, possui uma forma de alavanca e é usada para ajustar precisamente o torque de um parafuso em uma porca. Ao se aplicar a força necessária na alavanca, o dispositivo desarma o soquete ou emite algum tipo de aviso ao operador. Isso impede por um lado que se deixe a peça solta, e por outro, que o aperto excessivo danifique a rosca.



Figura 2.4 - Torquímetro de estalo (Fonte: www.lojadomecanico.com.br – Acessado em 26/09/2016)

2.2.2.2.3 – PROCEDIMENTO

Após a cravação do amostrador padrão, retira-se a cabeça de bater e acopla-se o adaptador de torque. Rosqueia-se na mesma luva e encaixa-se no pino uma chave soquete, onde se acopla o torquímetro, verificando-se a medida de torque máximo, que define a tensão de atrito lateral, e torque residual, que define a tensão de atrito lateral mínima.

2.2.2.2.4 – EXPRESSÃO DOS RESULTADOS

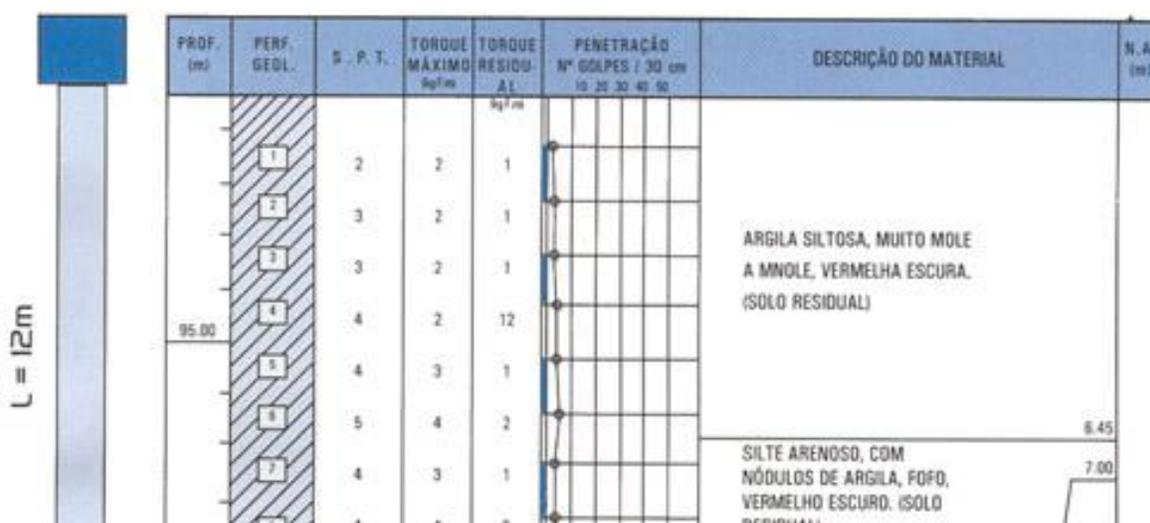


Figura 2.5 - Relatório de sondagem SPT-T (Fonte: www.fundesb.com.br - Acessado em 26/09/2016)

ÍNDICE DE TORQUE (TR)

É a relação entre o torque máximo medido em Kg.F/m pelo valor N do SPT.

2.2.2.3 - SONDAÇÃO ROTATIVA OU MISTA

2.2.2.3.1 – DEFINIÇÃO

É um método de investigação geológico-geotécnico que consiste no uso de um conjunto moto-mecanizado, com a finalidade de obter amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico através da ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação.

2.2.2.3.2 – APARELHAGEM

Os equipamentos, em geral, são similares aos utilizados na sondagem SPT, com exceção dos barriletes, sonda rotativa e do sistema hidráulico que exerce a pressão necessário para a perfuração.

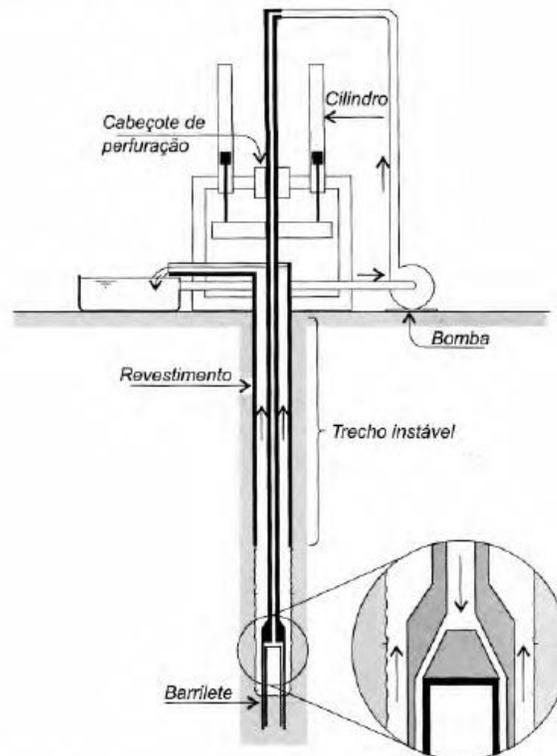


Figura 2.6 - Sonda rotativa (Velloso e Lopes, 2012)

BARRILETE

É um tubo utilizado para o corte e retirada do material rochoso (testemunho). Esse equipamento leva em sua extremidade inferior uma coroa responsável por escavar a rocha.

Esta coroa pode ter pastilhas de tungstênio (wídia) ou diamantes. O barrilete pode ser simples, duplo ou duplo giratório.

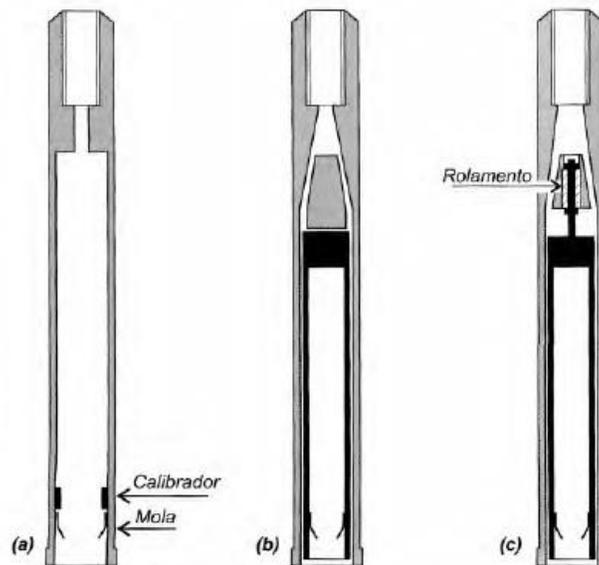


Figura 2.7 - a) Barrilete simples; b) barrilete duplo; c) barrilete duplo giratório. (Velloso e Lopes, 2012)

2.2.2.3.3 – PROCEDIMENTO

As sondagens rotativas são executadas em cinco diâmetros básicos, indicados na tabela 2.1. Na impossibilidade de se avançar em um determinado diâmetro, a perfuração pode prosseguir no diâmetro imediatamente inferior. O controle da profundidade da manobra (rotação e avanço) deverá ser feito pelas diferenças entre o comprimento total das hastes e a sobra das mesmas em relação a um nível de referência fixo.

Quanto à amostragem, segundo o DEINFRA, a recuperação dos testemunhos não deverá ser inferior a 95% por manobra. As amostras devem ser cuidadosamente retiradas do barrilete e colocadas na caixa, evitando-se rompê-las artificialmente, e de maneira a serem mantidas as posições relativas dos testemunhos coletados.

Nomenclatura	Diâmetro (mm)	
	Furo	Testemunho
Padrão D.C.D.M.A.		
EW	37,71	21,46
AW	48,00	30,10
BW	59,94	42,04
NW	75,64	54,73
HW	99,23	76,20

Tabela 2.1 - Diâmetros de perfuração em rocha (DEINFRA - IN-07/94)

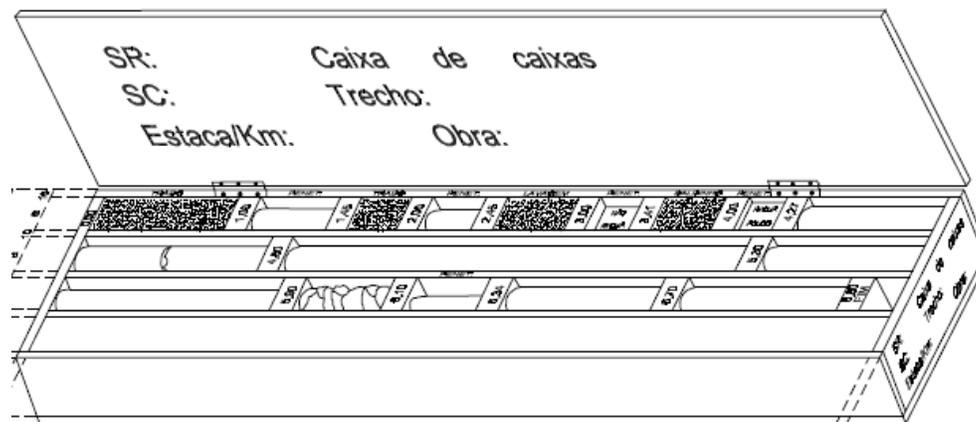


Figura 2.8 - Caixa de testemunho para sondagem rotativa (DEINFRA - IN-07/94)

2.2.2.3.4 - EXPRESSÃO DOS RESULTADOS

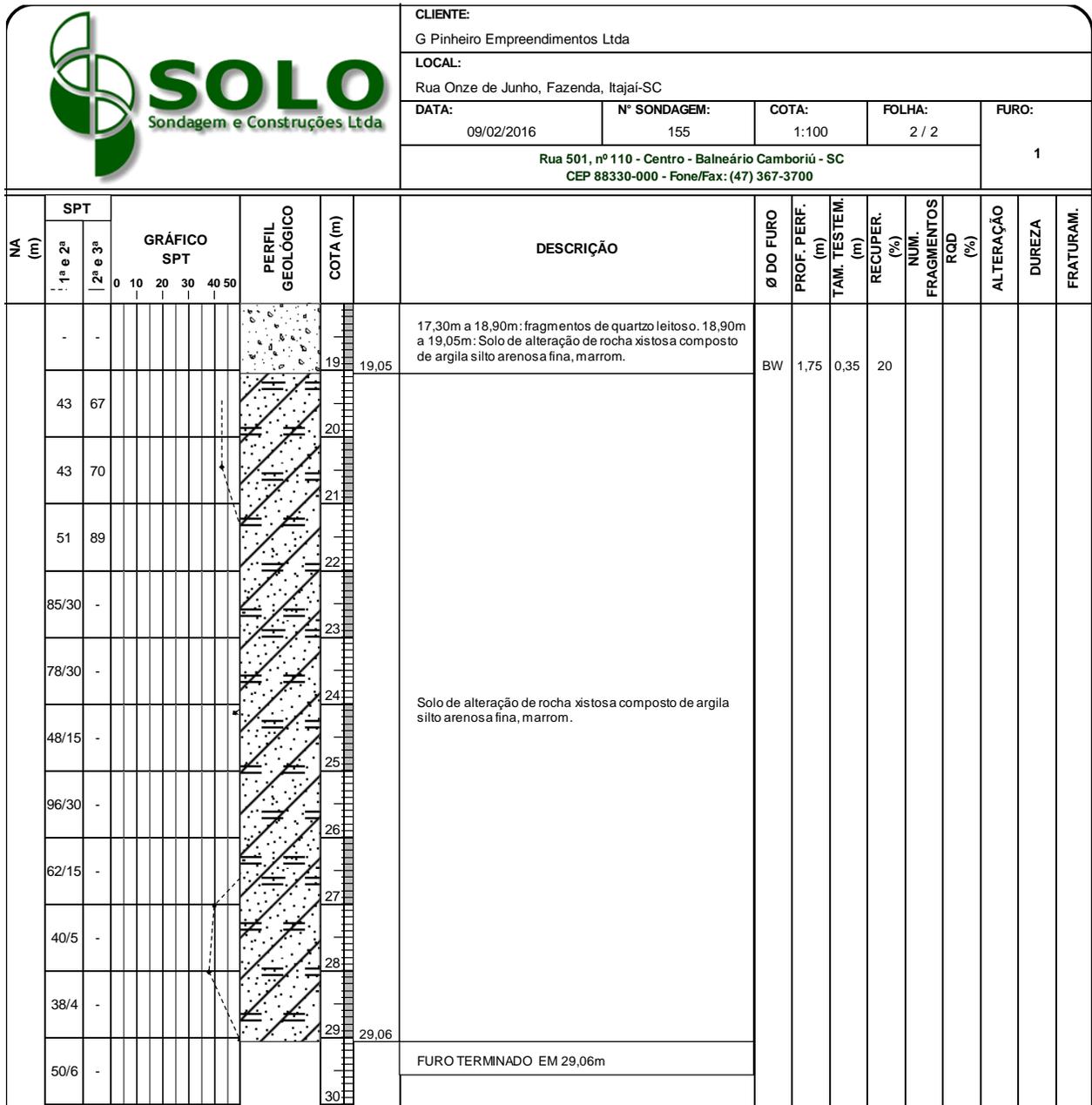


Figura 2.9 - Relatório de sondagem rotativa (Solo sondagens)

2.3 - FUNDAÇÕES DIRETAS (SUPERFICIAIS)

2.3.1 – DEFINIÇÃO

De acordo com a NBR 6122, é o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

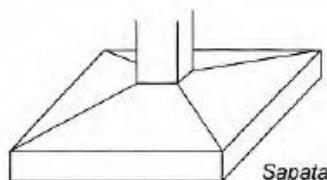
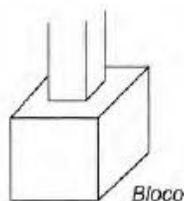
Abre-se, porém, uma exceção para os tubulões, que são fundações profundas, mas que transmitem a carga ao solo principalmente através de sua base.

A fundação rasa deve ser sempre a primeira a ser considerada, porém ela dificilmente será utilizada em obras de grande porte ou obras em que se constatou um subsolo de baixa resistência.

2.3.2 – TIPOS DE FUNDAÇÃO DIRETA

São quatro os principais tipos de fundação direta:

- a) Blocos;
- b) Sapatas;
- c) Radiês;
- d) Tubulões.



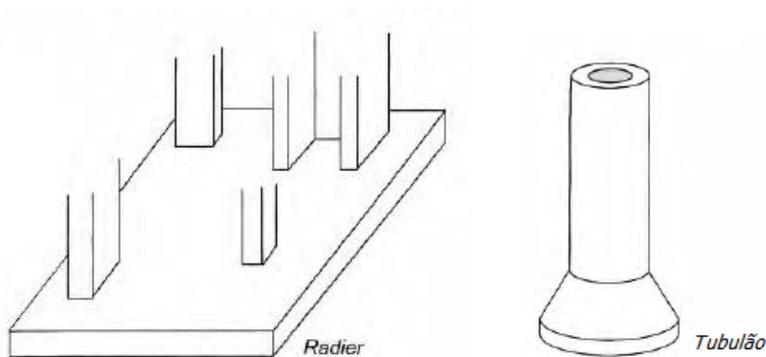


Figura 2.10 – Tipos de fundação direta (Velloso e Lopes, 2012)

Neste trabalho, o foco será na fundação por sapatas, já que é a mais utilizada das fundações diretas.

2.3.2.1 – SAPATAS

Segundo a NBR 6122, é um elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

As sapatas podem ser subdivididas em rígidas e flexíveis. De acordo com a NBR 6118, quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível.

$$h \geq (a - a_p)/3$$

onde

h é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Sapata rígida

a) Trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata;

b) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal.

Em caso de fundação em rocha, essa hipótese deve ser revista.

As sapatas também possuem dimensões e profundidades mínimas. Em planta, as sapatas isoladas não devem ter dimensões inferiores a 0,60 m. Quanto à profundidade, nas divisas com terrenos vizinhos tal profundidade não deve ser inferior a 1,5 m.

A cota de apoio de uma fundação deve ser tal que assegure que a capacidade de suporte do solo de apoio não seja influenciada pelas variações sazonais de clima ou alterações de umidade.

2.3.3 – DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS

2.3.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA

“Para uma sapata suficientemente resistente como peça estrutural de concreto armado, a capacidade de carga do elemento de fundação é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada” (CINTRA, AOKI, ALBIERO, 2011).

2.3.3.1.1 – MODOS DE RUPTURA

Aleksander Vesic (1975) estabeleceu 3 modos de ruptura:

- 1) Ruptura geral;
- 2) Puncionamento;

3) Ruptura local.

RUPTURA GERAL

A ruptura geral ocorre no caso de solos mais resistentes e sapatas rasas. A superfície de ruptura é contínua, desde uma borda lateral da sapata até a superfície do terreno do outro lado, assim como acontece para a direção contrária. A ruptura é súbita, causando o tombamento da sapata e a elevação de terra na superfície do terreno.

PUNÇONAMENTO

A ruptura por punçonnemento ocorre nos solos mais deformáveis, como a argila. Em vez do tombamento, temos a penetração da sapata, devido ao adensamento do solo. A carga de ruptura é atingida quando o recalque se torna muito elevado e o solo não resiste às tensões de cisalhamento.

RUPTURA LOCAL

Este é um caso intermediário entre os dois outros modos. A superfície de deslizamento não aflora na superfície, não causando rupturas súbitas, que permanecerá embutida no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Este modo de ruptura ocorre geralmente no caso de solos de média compactidade.

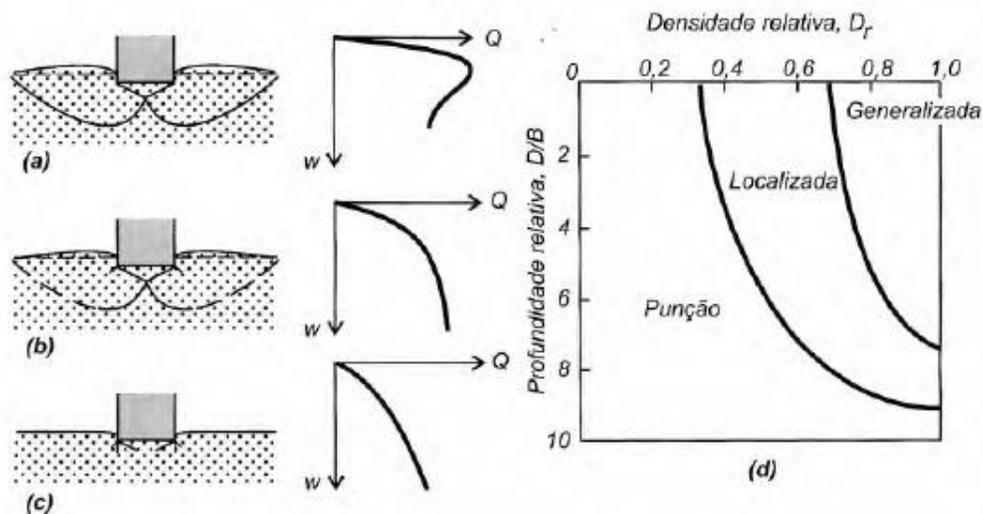


Figura 2.11 - a) Ruptura geral; b) Ruptura local; c) Punçonnemento; d) Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia (Vesic, 1975)

2.3.3.1.2 – TEORIA DE TERZAGHI

Em sua teoria, desenvolvida em 1943, Terzaghi considera três hipóteses básicas:

- 1) Trata-se de uma sapata corrida, simplificando o problema para um caso bidimensional;
- 2) A profundidade de embutimento da sapata é inferior à largura da sapata, o que nos permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da sapata;
- 3) O maciço de solo sob a base da sapata é rígido, caracterizando o caso de ruptura geral.

Terzaghi e Peck (1967) desenvolveram uma metodologia que considerava casos específicos, por vezes hipotéticos, e que depois eram generalizados através de superposição de efeitos. Os três casos são:

- a) Solo sem peso e sapata à superfície;
- b) Solo não coesivo e sem peso;
- c) Solo não coesivo e sapata à superfície.

Utilizando a superposição de efeitos, encontramos uma solução aproximado para a capacidade de carga do sistema sapata-solo:

$$\sigma_r = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Onde:

c é a coesão (kPa);

q é a sobrecarga (kPa);

γ é o peso específico efetivo (kN/m³);

B é o comprimento da base (m).

As três parcelas representam, respectivamente, as contribuições de coesão, sobrecarga e peso específico. N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga adimensionais e dependem unicamente do ângulo de atrito do solo (ϕ).

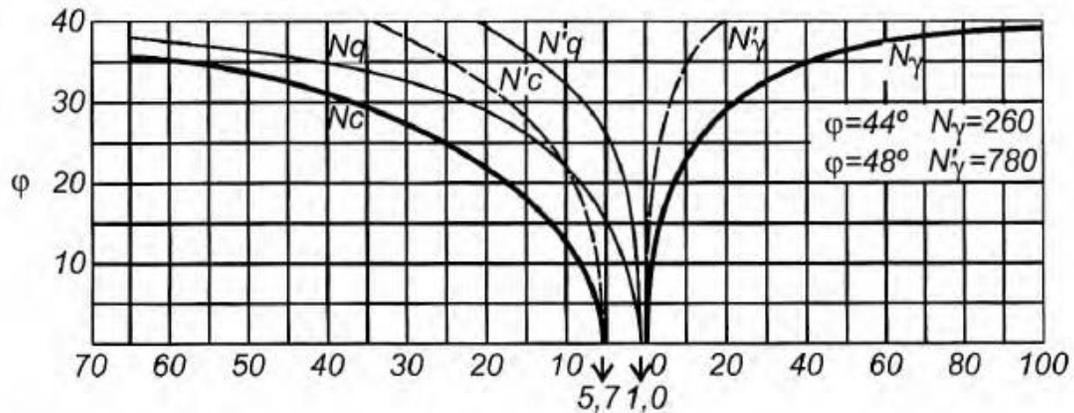


Tabela 2.2 - Fatores de capacidade de carga (Terzaghi e Peck, 1967)

Efeito de forma da sapata

Como Terzaghi parte da hipótese básica de uma sapata corrida, para estender este método para sapatas quadradas ou redondas, é necessário ajustar a fórmula utilizando fatores de forma.

$$\sigma_r = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma$$

No caso da sapata circular, B corresponde ao diâmetro da sapata.

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B = L)	1,2	1	0,8
Circular (B = diâmetro)	1,2	1	0,6

Tabela 2.3 - Fatores de forma (Terzaghi-Peck, 1967)

Ruptura por puncionamento

Terzaghi propõe a utilização da fórmula para a ruptura geral, mas efetua uma redução empírica nos parâmetros de coesão e ângulo de atrito.

$$c^* = \frac{2}{3} * c \quad \text{e} \quad \tan\varphi^* = \frac{2}{3} * \tan\varphi$$

Os fatores de capacidade carga utilizados são obtidos através deste novo valor de ângulo de atrito.

2.3.3.1.3 – PROPOSIÇÃO DE VESIC

No caso de ruptura geral, Vesic (1975) propõe duas mudanças nos fatores de capacidade de carga da equação de Terzaghi:

- 1) A utilização do N_γ de Caquot e Kérisel (1953), que é obtido pela expressão:

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan\varphi$$

- 2) A utilização dos fatores de forma de De Beer (1967).

Forma da base	s_c	s_q	s_γ
corrida	1,0	1,0	1,0
retangular	$1 + (B'/L') (N_q / N_c)$	$1 + (B'/L') \tan \varphi$	$1 - 0,4B'/L'$
circular e quadrada	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \tan \varphi$	0,60

Tabela 2.4 – Fatores de forma (Vesic, 1975)

Ruptura por puncionamento

Vesic apresenta um método racional que inclui a redução da capacidade de carga através da comparação de índices de rigidez. Este novo método considera toda a gama de compressibilidade dos solos.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	28	25,80	14,72	16,72
5	6,49	1,57	0,45	29	27,86	16,44	19,34
10	8,35	2,47	1,22	30	30,14	18,40	22,40
15	10,98	3,94	2,65	31	32,67	20,63	25,99
16	11,63	4,34	3,06	32	35,49	23,18	30,22
17	12,34	4,77	3,53	33	38,64	26,09	35,19
18	13,10	5,26	4,07	34	42,16	29,44	41,06
19	13,93	5,80	4,68	35	46,12	33,30	48,03
20	14,83	6,40	5,39	36	50,59	37,75	56,31
21	15,82	7,07	6,20	37	55,63	42,92	66,19
22	16,88	7,82	7,13	38	61,35	48,93	78,03
23	18,05	8,66	8,20	39	67,87	55,96	92,25
24	19,32	9,60	9,44	40	75,31	64,20	109,41
25	20,72	10,66	10,88	41	83,86	73,90	130,22
26	22,25	11,85	12,54	42	93,71	85,38	155,55
27	23,94	13,20	14,47	43	105,11	99,02	186,54
				44	118,37	115,31	224,64
				45	133,88	134,88	271,76

Tabela 2.5 - Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975)

2.3.3.1.3 – SOLO ESTRATIFICADO

Como o subsolo é composto de várias camadas distintas, esta condição deve ser incluída no cálculo da capacidade de carga.

Neste caso, para fins de simplificação dos cálculos, considera-se que a propagação de tensões ocorre em uma inclinação de 1:2 e z é a distância da base da sapata ao topo da próxima camada de solo.

$$\Delta\sigma \cong \frac{\sigma * B * L}{(B + z)(L + z)}$$

Desenvolvendo esta linha, chegamos à um valor z para a profundidade do bulbo de tensões, onde a tensão propagada atinge 10% de seu valor.

De acordo com Cintra (2011), para efeitos práticos, podemos considerar:

- Sapata circular ou quadrada: $z = 2B$
- Sapata retangular: $z = 3B$
- Sapata corrida: $z = 4B$

O solo que estiver abaixo desta profundidade z não terá participação no suporte das forças descarregadas pela sapata.

Duas camadas

Quando há uma segunda camada de solo dentro do bulbo de tensões, algumas verificações devem ser feitas.

Se, ao compararmos os valores da capacidade de carga da primeira camada e a de uma sapata fictícia na segunda camada, o solo mais resistente for o da segunda camada, podemos adotar, agindo a favor da segurança, a capacidade de carga desta camada mais profunda como a capacidade do sistema todo.

No caso da segunda camada ser menos resistente, devemos utilizar uma média ponderada destes dois valores.

Em seguida, deve-se verificar se a segunda camada não será a primeira a falhar. Calculamos a parcela propagada utilizando a tensão obtida pela média ponderada até o topo da segunda camada. Se a tensão propagada for menor que a tensão média, então esta tensão pode ser adotada como a tensão geral do sistema. Porém, se esta condição não se satisfizer, deve-se reduzir a tensão média de modo que a tensão propagada não ultrapasse a capacidade de carga da segunda camada.

2.3.3.1.3 – PARÂMETROS DO SOLO

Como medida de segurança, é comum que se utilize valores de condições não drenadas para estes parâmetros.

Quando não há a disponibilidade de valores obtidos em ensaios de laboratório, podemos estimar alguns parâmetros com as seguintes correlações.

Coesão:

Teixeira e Godoy (1996) sugerem a seguinte relação com o índice N_{SPT} :

$$c = 10 * N_{SPT} \quad \text{em kPa}$$

Ângulo de atrito:

Para Godoy (1983): $\varphi = 28^\circ + 0,4 * N_{SPT}$

Para Teixeira (1996): $\varphi = \sqrt{20 * N_{SPT}} + 15^\circ$

Peso específico:

N_{spt}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 2.6 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972)

N_{spt}	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouca Compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito Compacta	18	20	21

Tabela 2.7 - Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972)

Modo de ruptura:

A partir das correlações acima, Cintra (2011) propôs um diagrama que relaciona os parâmetros de coesão e ângulo de atrito para se obter o método de ruptura que deve ser analisado.

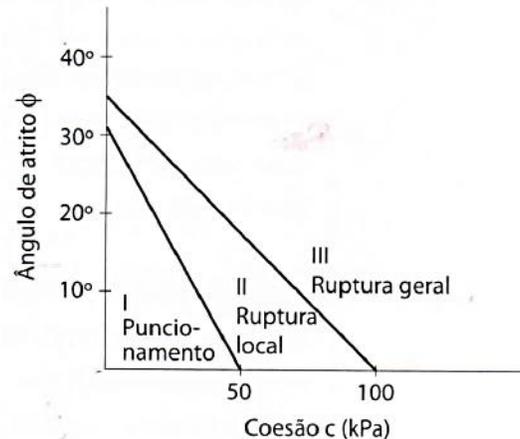


Figura 2.12 - Modos de ruptura para solos com base em coesão e ângulo de atrito (Cintra, 2011)

2.3.3.2 – RECALQUES

O recalque é o deslocamento vertical para baixo da sapata devido a mobilização ou adensamento do solo em que o elemento se apoia.

O recalque absoluto (ρ) é a soma de 2 parcelas:

- 1) Recalque por adensamento (ρ_c)
- 2) Recalque imediato (ρ_i)

O recalque por adensamento ocorre com a dissipação das pressões neutras, lentamente no decorrer do tempo. Este recalque é calculado pela fórmula de Terzaghi, teoricamente a tempo infinito. Já o recalque imediato é caracterizado pela distorção do solo. Por ser calculado pela Teoria da Elasticidade Linear, também recebe o nome de recalque elástico, apesar de não ter um comportamento exatamente elástico.

No emprego da Teoria da Elasticidade para cálculo de recalques, é preferível substituir Módulo de Elasticidade por Módulo de Deformabilidade (E_s) (VARGAS, 1978).

2.3.3.2.1 – MEIO ELÁSTICO HOMOGÊNEO (MEH)

Quando o valor do módulo de deformabilidade é constante em relação a profundidade, este é o meio elástico homogêneo. Este tipo de comportamento se assemelha ao comportamento de solos argilosos.

Camada semi-infinita

Boussinesq (1885, apud Timoshenko e Goodier, 1951) encontrou a seguinte expressão para o recalque imediato em uma camada de solo argiloso sobreadensado profunda o suficiente para ser considerada semi-infinita:

$$\rho_i = \sigma * B * \left[\frac{1 - \nu^2}{E_S} \right] * I_\rho$$

Onde:

σ é a tensão média na superfície de contato entre a placa e o maciço de argila (MPa);

B é o lado ou diâmetro da placa (mm);

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

E_S é o módulo de deformabilidade do solo (MPa);

I_ρ é o fator de influência, relacionado a forma e rigidez.

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
<i>L/B = 1,5</i>	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Tabela 2.8 - Fator de influência I_p (adaptado de Perloff e Baron, 1976)

Camada finita

Nos casos em que a camada de solo argiloso possui uma camada finita, apoiando-se no maciço rochoso ou em uma camada praticamente indeformável, a expressão utilizada é a seguinte:

$$\rho_i = \mu_0 * \mu_1 * \frac{\sigma * B}{E_s}$$

Onde:

μ_0 é um fator de influência relacionado ao embutimento da sapata;

μ_1 é um fator de influência relacionado a espessura da camada de solo;

σ é a tensão média na superfície de contato entre a placa e o maciço de argila (MPa);

B é o lado ou diâmetro da placa (mm);

E_s é o modulo de deformabilidade do solo (MPa);

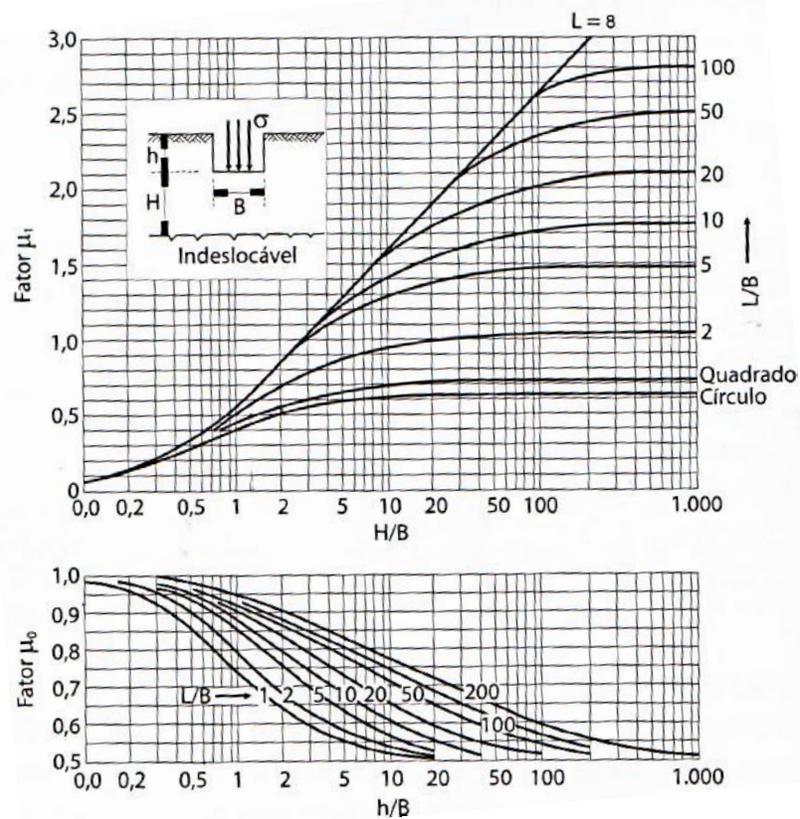


Tabela 2.9 - Fatores de influência relacionados a espessura da camada e embutimento (Janbu et al., 1956, apud Simons e Menzies, 1981)

Bulbo de recalque

Fisicamente, o bulbo de recalques não existe. Esta é apenas uma maneira de se observar a influência das camadas mais profundas no recalque total.

Quando temos uma camada semi-infinita, a profundidade na qual os efeitos de recalque já não afetam a estrutura em geral ocorre em $H = 6B$, onde H é a profundidade e B é a medida do lado da sapata quadrada.

Multicamadas

Como solução para o caso de várias camadas diferentes de solo argiloso, utilizaremos o método da sapata fictícia.

Para a camada em contato com a sapata, calcula-se considerando camada finita e o indeslocável no topo da camada seguinte. Para as camadas subsequentes, propaga-se

o efeito da sapata em uma proporção 1:2, considerando também como camada finita e o indeslocável no topo da camada seguinte.

Podemos considerar que o recalque de uma camada não possui grande influência no recalque total da estrutura quando seu valor for menor que 10% do recalque total calculado até ali, contanto que não haja camadas mais compressíveis abaixo.

2.3.3.2.2 – MEIO ELÁSTICO NÃO-HOMOGÊNEO

Neste caso, o módulo de deformabilidade não se mantém constante com a profundidade. Este é o caso dos solos arenosos. Em geral, devido ao efeito de confinamento, o módulo aumenta com a profundidade.

2.3.3.2.2.1 – MÉTODO DE SCHMERTMANN

Schmertmann (1970), por meio de análises teóricas e simulações, observou que a deformação máxima do solo, para sapatas quadradas, ocorre a uma profundidade em torno de $z = B/2$ e que, a partir desta profundidade, as deformações diminuem gradualmente até serem desprezadas depois de $z = 2B$ (B é o lado da sapata). Mais tarde, em 1978, Schmertmann aperfeiçoou seu método acrescentando a análise de sapata corrida ao método, sendo esta diferente das sapatas quadradas.

Embutimento da sapata

Schmertmann define um fator de correção do recalque (C_1), variando de 1 a 0,5, devido a redução do recalque em até 50% considerando um maior embutimento da sapata no solo:

$$C_1 = 1 - 0,5 * \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5$$

Onde:

q é a sobrecarga;

σ^* é a tensão líquida aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$);

Efeito do tempo

Algo semelhante às argilas acontece com as areias. Também existe, nos solos arenosos, uma parcela de recalque que se desenvolve com o tempo, por isso adota-se outro fator de correção (C_2):

$$C_2 = 1 + 0,2 * \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

Onde:

t é o tempo em anos;

Introduzidos os fatores de correção, o recalque total é obtido pelo somatório de todas as camadas até $z = 2B$. Logo, temos a seguinte fórmula para o recalque em solos arenosos:

$$\rho_d = C_1 * C_2 * \sigma^* * \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} * \Delta Z \right)_i$$

Onde:

I_z é fator de influência na deformação à meia-altura da camada i;

E_s é o módulo de deformabilidade da camada i;

ΔZ é a espessura da camada i.

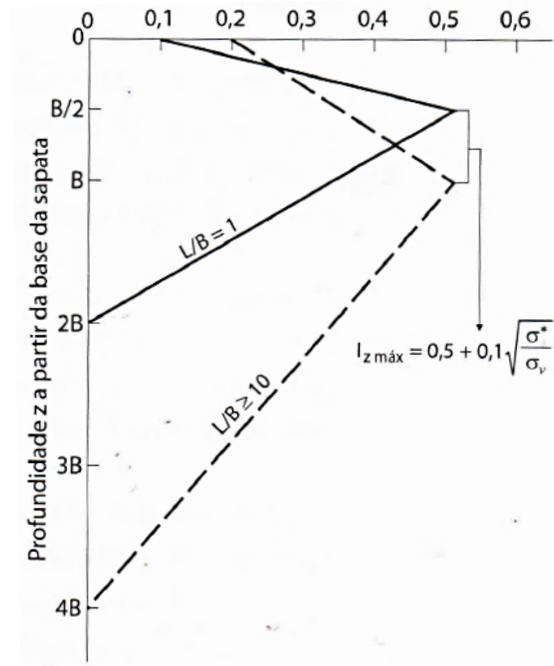


Figura 2.13 - Fator de influência I_z – (Schmertmann, 1978)

Bulbo de recalque

Para este dimensionamento, partimos do mesmo princípio do bulbo de recalque em argilas. A região do bulbo, em si, não existe, este é um método para avaliar a contribuição das camadas inferiores no recalque total.

Utilizando o método da sapata fictícia, chega-se a um valor de $z = 2B$, coincidindo com o diagrama de Schmertmann. Abaixo desta profundidade, não é mais necessária que se calcule os recalques.

2.3.3.2.3 – PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Módulo de deformabilidade

Teixeira e Godoy (1996) propuseram a utilização de uma correlação com a resistência de ponta do ensaio de penetração de cone (α) e com o índice N_{SPT} (K):

$$E_S = \alpha * K * N_{SPT}$$

Solo	α
areia	3
silte	5
argila	7

Tabela 2.10 - Fator α de correlação de E_s com q_c (Teixeira e Godoy, 1996)

Solo	K (MPa)
areia com pedregulhos	1,1
areia	0,9
areia siltosa	0,7
areia argilosa	0,55
silte arenoso	0,45
silte	0,35
argila arenosa	0,3
silte argiloso	0,25
argila siltosa	0,2

Tabela 2.11 - Coeficiente K de correlação entre q_c e N_{SPT} (Teixeira e Godoy, 1996)

Coeficiente de Poisson

Teixeira e Godoy (1996) também propõem valores para o coeficiente de Poisson:

Solo	ν
areia pouco compacta	0,2
areia compacta	0,4
silte	0,3-0,5
argila saturada	0,4-0,5
argila não saturada	0,1-0,3

Tabela 2.12 - Coeficiente de Poisson (Teixeira e Godoy, 1996)

2.3.3.2.4 – RECALQUES TOTAIS LIMITES

Teoricamente, os recalques uniformes não apresentam riscos às estruturas, já que o que ocorre é um rebaixamento geral da estrutura. Na prática, o recalque uniforme das fundações não acontece. O que acontece são recalques diferenciais que acabam entortando os elementos estruturais, causados por cargas excêntricas ou pela heterogeneidade do solo.

A limitação do recalque total é uma das maneiras de limitar o recalque diferencial (Teixeira e Godoy, 1996).

Skempton-MacDonald sugere valores limites para recalques totais (ρ) e diferenciais (δ):

Areias:

$$\delta_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 40 \text{ mm}$$

Argilas:

$$\delta_{\text{máx}} = 40 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 65 \text{ mm}$$

Estes valores contemplam os recalques que começam a causar danos estruturais. Portanto, Terzaghi e Peck (1967), estabeleceram valores admissíveis para os recalques sem causar qualquer tipo de dano que venha prejudicar a eficiência da edificação:

$$\delta_{\text{máx}} = 20 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$$

2.3.3.3 – TENSÃO ADMISSÍVEL

Conforme a NBR 6122:2010 estipula, devemos dividir o terreno em regiões que apresentem pequena variabilidade de suas características geotécnicas, estabelecendo um valor médio entre a capacidade de carga de cada região.

A tensão admissível é determinada pela seguinte expressão:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_S}$$

Onde:

σ_r é a tensão média das capacidades de carga;

F_S é o fator de segurança global, normatizado e sempre maior que 1 ($F_S = 3$ para métodos teóricos).

Depois de ser definida a tensão admissível pela análise do ELU, devemos nos preocupar com o ELS, verificando se a tensão conduz à recalques inferiores aos recalques limites. Se não for satisfeita essa condição, deve-se reduzir a tensão admissível até que se chegue a um valor satisfatório.

2.3.3.4 – DIMENSIONAMENTO

2.3.3.4.1 – MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES PARA SAPATAS

O método das bielas e tirantes (MBT) é uma ferramenta de cálculo baseado no teorema estático da teoria da plasticidade que permite o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado e protendido. Este método foi desenvolvido inicialmente por Lebellet (1936), com base em numerosos ensaios experimentais.

A carga é transferida do pilar para a base da sapata por meio de bielas de concreto comprimido, que induzem tensões de tração na base da sapata (BASTOS, 2016). Estas tensões de tração devem ser resistidas pela armadura, enquanto o concreto resiste as tensões de compressão.

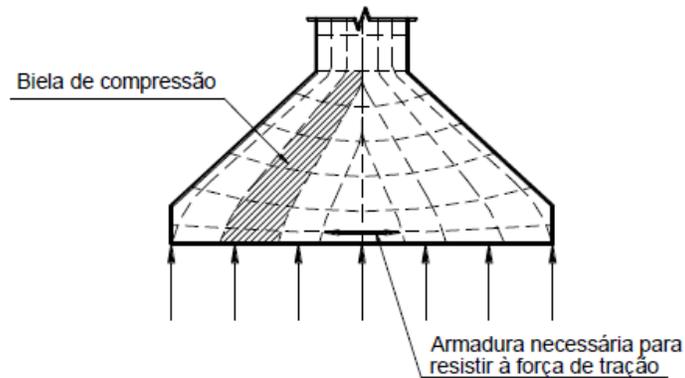


Figura 2.14 - Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata (Bastos, 2016)

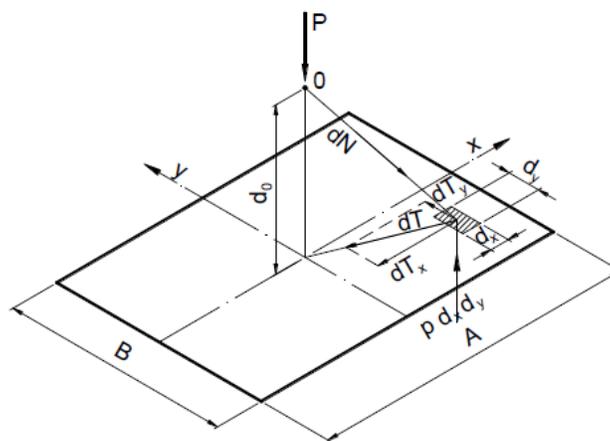


Figura 2.15 - Esquema de forças segundo método das bielas (Bastos, 2016)

2.3.3.4.1.1 – ARMADURA DE FLEXÃO

De acordo com a NBR 6118:2014, a armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da sapata, terminando em gancho nas duas extremidades. Para barras com $\varphi \geq 25$ mm, deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal.

Para obtermos a área de aço, primeiramente precisamos calcular o esforço de tração do tirante:

$$T = \frac{P * (B - b)}{8 * d}$$

Onde:

P é a carga do pilar [kN];

B é o lado da sapata na direção que está sendo analisada [m];

b é o lado do pilar na direção que está sendo analisada [m];

d é a altura útil [m];

Quando a sapata possui balanços iguais nas duas direções, os esforços de tração e área de aço serão os mesmos. Quando os balanços não são iguais, deve-se realizar este cálculo para as duas direções.

Cálculo da área de aço:

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

Onde:

T_d é o valor de cálculo do esforço de tração;

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço.

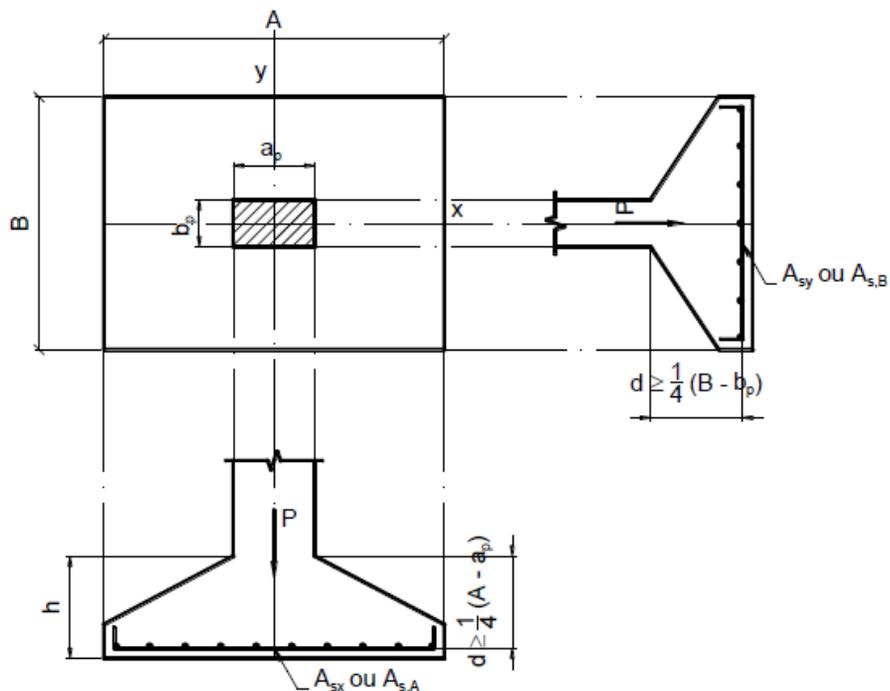


Figura 2.16 - Armadura de flexão da sapata (Bastos, 2016)

Os ganchos das barras de flexão devem se estender com o comprimento de ancoragem básico (l_b), a partir da extremidade da sapata. O comprimento do gancho vertical será a altura da face vertical (h_0) subtraída do cobrimento superior e inferior. O comprimento do gancho inclinado é então a diferença entre o l_b e o comprimento do gancho vertical.

2.3.3.4.1.2 – ARMADURA DE ARRANQUE DOS PILARES

Conforme a NBR 6118:2014, a sapata deve ter altura suficiente (d) para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da flexão da sapata.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (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	329	230	271	190	234	164	207	145	187	131	171	120	158	111	147	103
	230	161	190	133	164	115	145	102	131	92	120	84	111	77	103	72

Valores de acordo com a NBR 6118.
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$

Tabela 2.13 – Comprimento de ancoragem (Bastos, 2016)

2.3.3.4.1.2 – VERIFICAÇÃO DA TENSÃO NA DIAGONAL COMPRIMIDA

Perímetro da superfície crítica:

$$u_0 = 2 * (b_x + b_y)$$

Onde:

b é o lado do pilar na direção indicada.

Valor de cálculo da carga do pilar:

$$F_d = 1,4 * F$$

Tensão de cisalhamento atuante:

$$\tau_{sd} = \frac{F_d}{u_0 * d}$$

Onde:

d é a altura útil média das duas direções.

Tensão de cisalhamento resistente:

$$\tau_{Rd,2} = 0,27 * \alpha_v * f_{cd}$$

Onde:

α_v é o fator de efetividade, calculado por: $\alpha_v = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)$, com o f_{ck} em MPa;

f_{cd} é o valor da resistência de cálculo à compressão do concreto.

Se a tensão de cisalhamento resistente for maior que a atuante, então não ocorrerá o esmagamento do concreto da diagonal comprimida.

2.4 - FUNDAÇÕES INDIRETAS (PROFUNDAS)

2.4.1 – DEFINIÇÃO

Segundo a NBR 6122, é o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assentada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m. Neste tipo de fundação estão as estacas.

As fundações profundas são muito utilizadas em obras de grande porte por possuírem uma maior capacidade de carga e funcionarem também em solos de baixa resistência.

2.4.2 – TIPOS DE FUNDAÇÃO INDIRETA

A principal categorização das fundações indiretas é quanto ao método de execução:

- a) De deslocamento, onde estão as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado horizontalmente;
- b) De substituição, onde estão as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido.

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

Figura 2.17 – Tipos de fundação indireta (Velloso e Lopes, 2011)

Neste trabalho a estaca a ser utilizada será a de hélice contínua monitorada.

2.4.2.1 – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

Segundo a NBR 6122, esta é uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca.

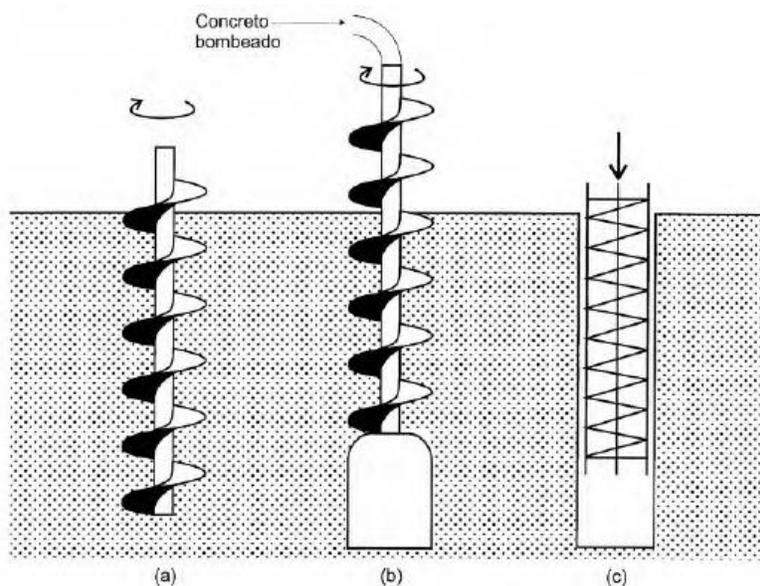


Figura 2.18 – Esquema de perfuração e concretagem da estaca hélice contínua (Velloso e Lopes, 2011)

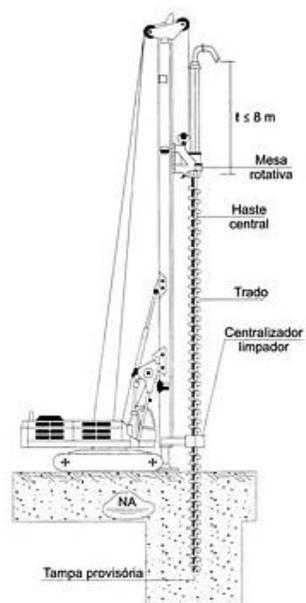


Figura 2.19 - Máquina hélice contínua (Fonte: www.tenge.eng.br – Acessado em 10/10/2016)

Este tipo de estaca é muito utilizada na região por ter grande disponibilidade e por ter uma boa produtividade, porém não pode ser utilizada em solos com matacões. Os trados possuem diâmetros de 30 até 100 cm, e a profundidade vai até 30 m.

2.4.3 – DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS

2.4.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA

Trata-se do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos (CINTRA, AOKI, 2011).

No entendimento do problema físico da capacidade de carga, contactou-se o desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste da estaca e junto à sua ponta, o que nos traz à separação da resistência em duas parcelas:

- Resistência lateral (R_L)
- Resistência de ponta (R_P)

Logo, a expressão da capacidade de carga se dá por:

$$R = R_L + R_P$$

Resistência lateral

A resistência lateral da estaca é a primeira a ser mobilizada, até o máximo possível.

A estaca é dividida em vários segmentos, e cada segmento atua um atrito lateral local, de valor variável ao longo da estaca, em função das características geotécnicas das diferentes camadas e sua profundidade.

Esta parcela da resistência é obtida pela expressão:

$$R_L = U * \sum_{i=0}^n (r_L * \Delta_L)_i$$

Onde:

U é o perímetro do fuste;

r_L é o atrito unitário de cada segmento de estaca, em unidades de tensão;

Δ_L é o comprimento de cada segmento de estaca.

Resistência de ponta

A resistência de ponta só é mobilizada quando a resistência lateral já atingiu sua máxima solicitação.

Esta parcela é obtida pela seguinte expressão:

$$R_p = r_p * A_p$$

Onde:

r_p é a resistência de ponta, em unidades de tensão;

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

2.4.3.1.1 – MÉTODO AOKI-VELLOSO

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de cargas em estacas e de SPT. Este é um método semi-empírico que pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT.

Neste método, r_L e r_p são as incógnitas geotécnicas.

Estas duas incógnitas são inicialmente obtidas com valores de ensaio CPT, mas como no Brasil o SPT é mais utilizado, foi utilizada uma correlação com valores de ensaio SPT. Simplificando:

$$r_p = \frac{K * N_p}{F_1}$$

Onde:

K é um coeficiente que depende do tipo do solo;

N_p é o índice N_{SPT} na cota de apoio da ponta da estaca;

F_1 é um fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

$$r_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F_2}$$

Onde:

α é a razão de atrito;

N_L é o índice N_{SPT} médio na camada de solo de espessura Δ_L ;

F_2 é um fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

Logo, a equação da capacidade de carga fica:

$$R = \frac{U}{F_2} * \sum_{i=1}^n (\alpha * K * N_L * \Delta_L) + \frac{K * N_P}{F_1} * A_P$$

Aoki e Velloso (1975) obtiveram estes parâmetros a partir de retro análise de resultados de provas de carga em estacas. Porém, os valores mais atuais são de Monteiro (1997).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Tabela 2.14 – Valores de k e α (Monteiro, 1997)

Tipo de estaca	<i>F1</i>	<i>F2</i>
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Tabela 2.15 – Fatores de correção (Monteiro, 1997)

2.4.3.1.2 – EFEITO DE GRUPO

O método Aoki-Velloso, e todos os demais métodos, calculam a capacidade de carga referente ao elemento isolado de fundação por estaca. A grande maioria das fundações, no entanto, são de estacas agrupadas em um bloco de coroamento.

A capacidade de carga do grupo pode ser diferente da soma da capacidade de carga de cada estaca individualmente. Assim temos a eficiência de grupo (η):

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i}$$

Onde:

R_g é a capacidade de carga do grupo de estacas;

R_i é a capacidade de carga do elemento isolado de fundação.

Não há nenhuma teoria ou fórmula apropriada para a estimativa da capacidade de carga de grupo nem da eficiência de grupo. O que existe são resultados experimentais que comprovam valores de eficiência, de grupo de estacas cravadas na areia, de até 1,5 ou 1,7 (Vesic, 1967; Cintra e Albiero, 1989), em grupos de até 9 estacas com espaçamento entre eixos de 2,5 vezes o diâmetro (CINTRA E AOKI, 2010).

2.4.3.1.3 – OUTROS TIPOS DE EFEITOS E CARREGAMENTOS

Estes são efeitos e carregamentos que acontecem em alguns casos de fundações profundas, mas que não serão contemplados no estudo de caso.

Atrito negativo

Para as estacas executadas em solos adensáveis, pode ocorrer um fenômeno conhecido como atrito negativo. Este fenômeno acontece quando o recalque do elemento de fundação é menor que o recalque de adensamento do elemento de solo, e o solo, ao invés de contribuir para a resistência da estaca com o atrito lateral, acaba gerando um acréscimo de sollicitação vertical sobre a estaca.

Esse fenômeno pode ocorrer quando o terreno recebe sobrecarga, como, por exemplo, solo de aterro.

Efeito Tschebotarioff

Este fenômeno é causado por sobrecargas unilaterais na superfície, caso clássico de aterros em cabeceiras de pontes.

Estes aterros provocam um adensamento nas camadas de solo, fazendo com que apareça uma linha de fluxo que direciona horizontalmente este carregamento para a área não aterrada, onde estão executadas as estacas. Este efeito gera grandes cargas horizontais e também momentos fletores nas estacas. Quando o dimensionamento não contempla este tipo de efeito, há uma grande chance de ruptura.

Força de tração

Em alguns casos as estacas podem ser solicitadas por forças de tração, é o caso de torres de transmissão de energia e de telefonia.

Velloso (1981) indica que o atrito lateral à tração é cerca de 70% do atrito lateral à compressão, e a parcela de resistência de ponta é nula. Esta redução ocorre, provavelmente, pelo desconfinamento do solo neste movimento de retirada da estaca.

Carregamento horizontal

Ocorre principalmente em edificação sujeitas à grandes forças de vento e também em pontes, sujeitas a cargas móveis.

Podem ser usadas estacas inclinadas ou estacas verticais dimensionadas para resistir à estes carregamentos. Utiliza-se diagramas de momento fletor e esforço cortante para o dimensionamento da estaca como peça estrutural, e utiliza-se a armadura nos trechos em que ocorrem os maiores valores (que é, geralmente, no topo da estaca).

2.4.3.2 – RECALQUES

A aplicação de uma carga vertical na cabeça de uma estaca resultará em dois tipos de deformação:

- 1) Encurtamento elástico da estaca (ρ_e);
- 2) Deformação vertical de compressão do solo até o indeslocável (ρ_s).

Portanto, o recalque total da estaca pode ser expresso por:

$$\rho = \rho_e + \rho_s$$

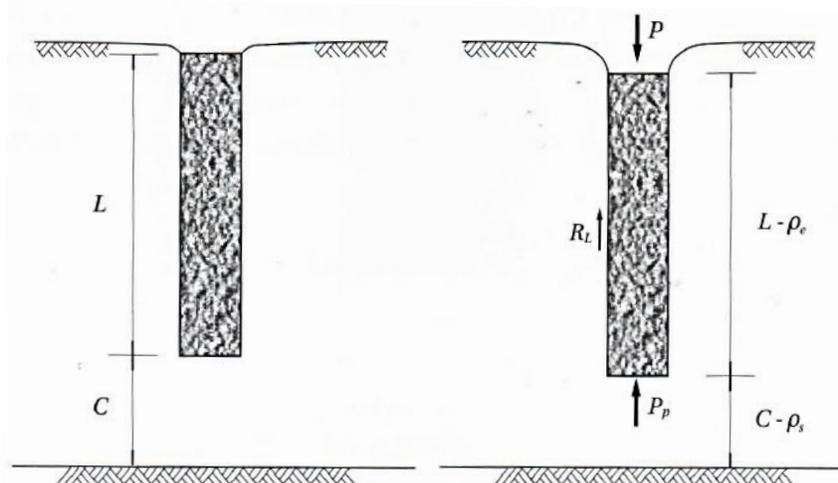


Figura 2.20 - Parcelas de recalque (Cintra e Aoki, 2010)

2.4.3.2.1 – ENCURTAMENTO ELÁSTICO

O encurtamento elástico é o responsável pela menor parte do recalque total da estaca, muitas vezes imperceptível e desprezável no cálculo do recalque total.

Este acontece quando a carga solicitante mobiliza toda a resistência lateral da estaca, fazendo com que a resistência de ponta acabe contribuindo na resistência da carga solicitante.

Para obtermos a equação geral precisamos da carga solicitante em cada camada (P_i), a qual vai diminuindo conforme o atrito lateral de cada camada contribui na resistência da carga. Para a primeira camada temos a carga vertical subtraída da resistência lateral até o meio da primeira camada. Na segunda camada, temos esta carga vertical residual subtraída da resistência lateral até o meio da segunda camada, e assim sucessivamente.

Logo, o encurtamento elástico pode ser descrito pela fórmula:

$$\rho_e = \frac{1}{A * E_C} * \sum (P_i * L_i)$$

Onde:

A é a área da seção transversal da estaca;

E_C é o módulo de elasticidade do concreto ($E_C = 21 \text{ GPa}$ para hélice contínua);

P_i é a carga solicitante residual em cada camada;

L_i é a espessura da camada.

2.4.3.2.2 – RECALQUE DO SOLO

A estaca transmite as cargas ao terreno, fazendo com que as camadas de solo entre a ponta da estaca e a camada indeslocável sofram deformações, que resultam no recalque do solo (ρ_S).

Vesic (1975) propõe que estas deformações podem ser divididas em duas parcelas:

- 1) Recalque devido à reação da ponta da estaca ($\rho_{S,P}$)
- 2) Recalque devido à reação de atrito lateral ($\rho_{S,L}$)

O que nos traz a expressão:

$$\rho_S = \rho_{S,P} + \rho_{S,L}$$

Aoki (1984) utiliza a propagação de tensões a uma camada de solo subjacente para calcular o recalque do solo. São consideradas as reações, tanto pela ponta da estaca como pelos segmentos que contribuem com a resistência lateral.

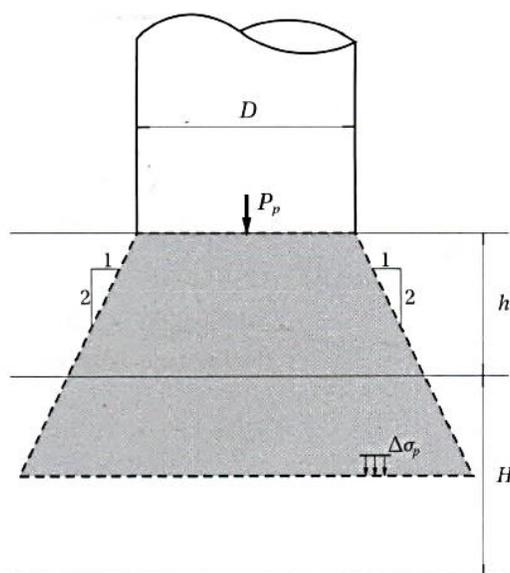


Figura 2.21 - Propagação de tensões devido à reação de ponta (Cintra e Aoki, 2010)

Devido à reação de ponta temos:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 * P_p}{\pi * \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2}$$

Onde:

P_p é a reação de ponta;

D é o diâmetro da base da estaca.

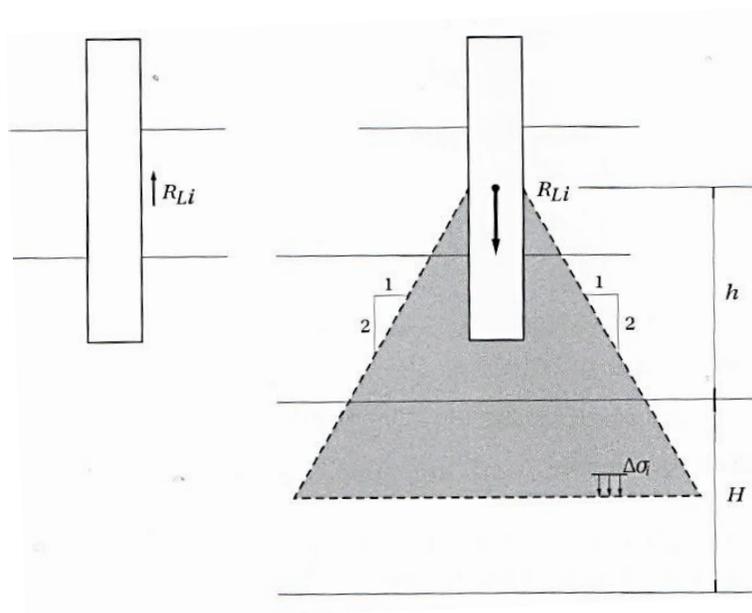


Figura 2.22 - Propagação de tensões devido às cargas laterais (Cintra e Aoki, 2010)

Devido às cargas laterais temos:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 * R_{Li}}{\pi * \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2}$$

Onde:

R_{Li} é a reação à cada parcela de resistência lateral;

D é o diâmetro da base da estaca.

No total, temos:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i$$

Repetindo este processo, podemos estimar o acréscimo de tensões para todas as camadas que quisermos, até o ponto indeslocável.

Finalmente, o recalque do solo pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} * H \right)$$

Em que E_S é o módulo de deformabilidade da camada de solo, obtido por:

$$E_S = E_0 * \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n$$

Onde:

E_0 é o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca. Aoki (1984) considera: $E_0 = 6 * K * N_{SPT}$ para hélice contínua, (K é obtido na tabela 2.13);

σ_0 é a tensão geostática no centro da camada;

n é uma constante que depende da natureza do solo: $n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas.

2.4.3.2.3 – EFEITO DE GRUPO

Assim como o agrupamento das estacas aumenta a capacidade de carga, também aumenta o recalque. O efeito de grupo ρ_g pode ser expresso por:

$$\rho_g = \alpha * \rho_i$$

Onde:

ρ_i é recalque da estaca isolada.

O método mais abrangente para o cálculo de recalque de grupos de estacas é de Aoki e Lopes (1975), porque leva em conta a interação entre todos os grupos e elementos isolados da fundação.

2.4.3.3 – CARGA ADMISSÍVEL

Assim como para as sapatas, nas fundações profundas também ocorre variabilidade das características geotécnicas do solo, fazendo-se necessário a adoção de um valor médio de capacidade de carga, para cada diâmetro de estaca, para toda a obra. A carga admissível (P_a) é expressa por:

$$P_a = \frac{R}{F_S}$$

Onde:

R é o valor médio de capacidade de carga;

F_S é o fator de segurança global, normatizado e sempre maior que 1 ($F_S = 2$ para métodos semi-empíricos).

Também deve ser verificado o ELS, constando no tópico 2.3.3.2.4 os valores admissíveis de recalque.

2.4.3.3.1 – CARGA DE CATÁLOGO

Uma outra verificação do estado limite último contempla exclusivamente a estaca, cada tipo em particular, sem levar em conta o aspecto geotécnico (CINTRA E AOKI, 2010).

A carga de catálogo (P_e) é uma referência da resistência da estaca como peça estrutural em si, considerando a tensão admissível do material da estaca e sua área de seção transversal.

Pode haver certa confusão com a carga admissível da estaca e a carga admissível da fundação, mas é preciso deixar claro que a estaca só é um elemento de fundação quando está inserida no solo (elemento geotécnico), do contrário ela é um elemento estrutural qualquer.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo P_p (kN)
Apiloada $\sigma_e = 4$ MPa	Ø 20	150
	Ø 25	200
Franki $\sigma_e = 6$ MPa (Maia, 1998)	Ø 30	450
	Ø 35	550
	Ø 40	800
	Ø 52	1.300
Raiz* (Alonso, 1998b)	Ø 60	1.700
	Ø 10	100-150
	Ø 12	100-250
	Ø 15	100-350
	Ø 16	100-450
	Ø 20	100-600
	Ø 25	250-800
Hélice contínua $\sigma_e = 6$ MPa (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 31	300-1.100
	Ø 41	500-1.500
	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1.250
	Ø 60	1.800
	Ø 70	2.450
Ø 80	3.200	
Ø 90	4.000	
Ø 100	5.000	

Tabela 2.16 - Cargas de catálogo para hélice contínua (Cintra e Aoki, 2010)

Utiliza-se, então, o menor valor entre as capacidades de carga (P_a ou P_e).

É necessária também a verificação da possibilidade de execução do tipo de estaca no terreno em questão. Parâmetros como resistência do solo e profundidade do estaqueamento devem ser considerados. Se houver necessidade de perfuração do maciço rochoso, há a opção de estaca raiz.

Tipo de estaca		N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30$ cm	$15 < N_{SPT} < 25$ $\Sigma N_{SPT} = 80$
	$\varnothing \geq 30$ cm	$25 < N_{SPT} \leq 35$
Perfil metálico		$25 < N_{SPT} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Strauss		$10 < N_{SPT} \leq 25$
Franki	em solos arenosos	$8 < N_{SPT} \leq 15$
	em solos argilosos	$20 < N_{SPT} \leq 40$
Estação e diafragma, com lama bentonítica		$30 < N_{SPT} \leq 80$
Hélice contínua		$20 < N_{SPT} \leq 45$
Ômega		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Raiz		$N_{SPT} \geq 60$ (penetra na rocha sã)

Tabela 2.17 - Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas (Cintra e Aoki, 2010)

2.4.4 – BLOCOS DE COROAMENTO

Segundo a NBR 6118, blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas

Bloco rígido

O comportamento estrutural se caracteriza por:

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

2.4.4.1 – MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

Este é o método indicado pela NBR 6118:2014. Assim como para as sapatas, as bielas são a representação dos esforços de compressão, resistidos pelo concreto, e os tirantes representam os esforços de tração, resistidos pelas barras de aço.

Este método utiliza uma treliça espacial imaginária localizada no interior do bloco para blocos com mais de duas estacas, e uma treliça plana para blocos com uma ou duas estacas.

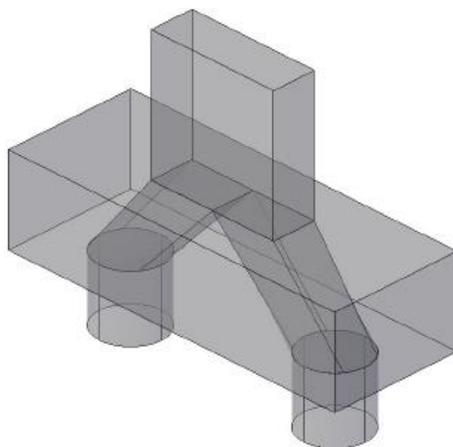


Figura 2.23 – Caminhamento da carga do pilar para as estacas (Bastos, 2016)

2.4.4.2 – DIMENSIONAMENTO

2.4.4.2.1 – BLOCO SOBRE UMA ESTACA

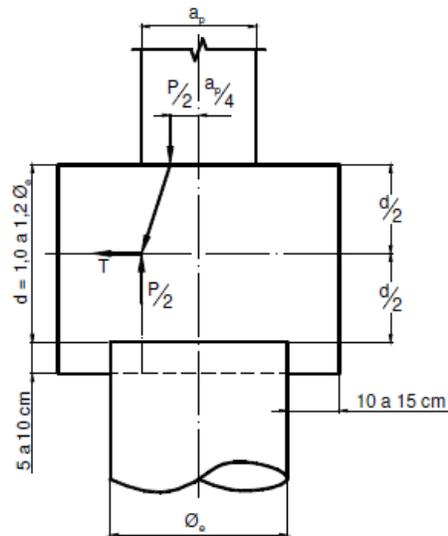


Figura 2.24 - Bloco sobre uma estaca (Bastos, 2016)

Para estacas quadradas, primeiramente deve se converter para uma seção fictícia circular:

$$\phi_e = \sqrt{2} * b_e$$

Onde:

b_e é o lado da estaca.

As dimensões do bloco são, para edifícios, a seção fictícia mais 10 cm ou 15 cm para cada lado. Para construções de pequeno porte, este valor pode descer para 5 cm em cada lado:

$$B = \phi_e + 2 * b'$$

Onde:

b' é o afastamento para cada lado.

A altura (h) do bloco deve ser suficiente para a ancoragem da armadura do pilar (Tabela 2.13) e respeitar as dimensões mínimas definidas por:

$$h \geq 0,75 * (B - \phi_e)$$

$$h \geq 0,75 * (B - b_x)$$

$$h \geq 0,75 * (B - b_y)$$

Onde:

B é o lado do bloco;

b é o lado do pilar.

A altura (H) do bloco é definida por:

$$H = h + d'$$

Este afastamento é necessário para o engastamento da estaca no bloco.

2.4.4.1.3 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS

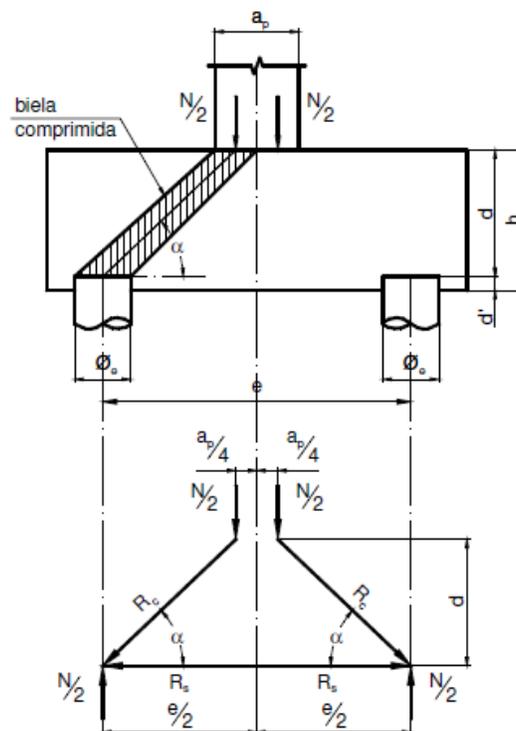


Figura 2.25 - Bloco sobre duas estacas (Bastos, 2016)

A largura do bloco (B_x , menor dimensão) é calculada da mesma maneira que se calcula as dimensões do bloco para uma estaca.

Deve ser calculada a distância permitida entre os eixos (e) das estacas para que estas tenham máxima eficiência em relação ao atrito lateral:

$$e = 2,5 * \phi_e$$

Com a distância entre eixos, é possível calcular o comprimento do bloco:

$$B_y = e + B_x$$

Para o cálculo da altura do bloco, para que não seja necessária a verificação para punção, devemos verificar a inclinação das bielas de compressão. Estas devem estar entre 40° e 55°.

$$0,42 * \left(e - \frac{b}{2} \right) \leq \theta \leq 0,714 * \left(e - \frac{b}{2} \right)$$

Logo:

$$d_{\min} = 0,42 * (e - 0,5 * b)$$

$$d_{\max} = 0,714 * (e - 0,5 * b)$$

Onde:

b é a maior dimensão do pilar.

A altura estrutural (d) do bloco é definida por:

$$d = h - d'$$

Onde:

h é a altura do bloco;

d' é o afastamento, que recebe o menor valor entre: 5 cm e $\frac{b_e}{5}$ (b_e = lado da estaca quadrada).

Além disso, deve se verificar se esta altura é suficiente para a ancoragem da armadura do pilar (ver Tabela 2.13).

2.4.4.1.4 – BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS

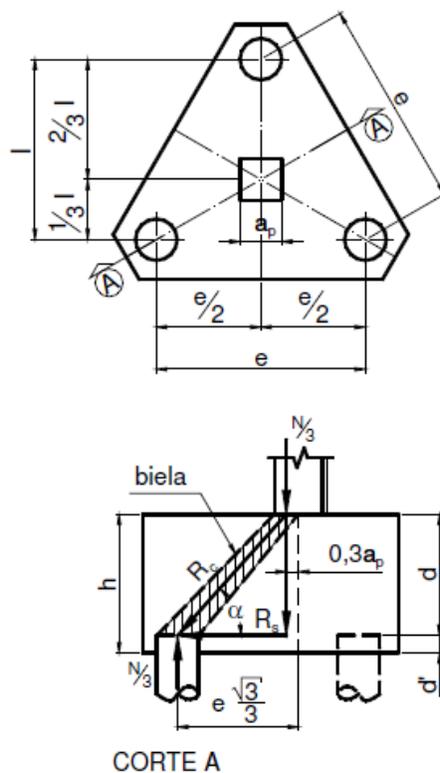


Figura 2.26 - Bloco sobre três estacas (Bastos, 2016)

A geometria do bloco de três estacas possui esta forma triangular para fins de fazer o centro de gravidade do bloco coincidir com o centro geométrico das estacas. As dimensões de largura deste bloco são definidas pelo espaçamento entre os eixos das estacas e também por um afastamento mínimo de 10 cm da face da estaca a qualquer face do bloco.

Para o cálculo da altura do bloco, seguimos a mesma linha utilizada no dimensionamento do bloco com duas estacas. A inclinação das bielas deve estar entre 40° e 55°.

$$0,58 * \left(e - \frac{b}{2} \right) \leq \theta \leq 0,825 * \left(e - \frac{b}{2} \right)$$

Logo:

$$d_{\min} = 0,58 * (e - 0,5 * b)$$

$$d_{m\acute{a}x} = 0,825 * (e - 0,5 * b)$$

Onde:

b é a maior dimensão do pilar.

A altura estrutural (d) do bloco é definida por:

$$d = h - d'$$

Onde:

h é a altura do bloco;

d' é o afastamento, que recebe o menor valor entre: 5 cm e $\frac{b_e}{5}$ (b_e = lado da estaca quadrada).

Além disso, deve se verificar se esta altura é suficiente para a ancoragem da armadura do pilar (ver Tabela 2.13).

Para blocos com mais de três estacas, utiliza-se este mesmo procedimento, fazendo apenas adaptações geométricas do problema.

2.4.4.3 – DETALHAMENTO

A NBR 6118:2014 apresenta todos os tipos de armadura que devem ser contempladas em um projeto de bloco de coroamento.

2.4.4.3.1 – ARMADURAS

2.4.4.3.1.1 – ARMADURA DE FLEXÃO

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85 %) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.

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

No caso de estacas tracionadas, a armadura da estaca deve ser ancorada no topo do bloco.

2.4.4.3.1.2 – ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniforme distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais.

2.4.4.3.1.3 – ARMADURA DE SUSPENSÃO

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

2.4.4.3.1.4 – ARMADURA DE ARRANQUE DOS PILARES

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

2.4.4.3.1.5 – ARMADURA LATERAL E SUPERIOR

Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior.

Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares.

2.4.4.3.2 – BLOCO SOBRE UMA ESTACA

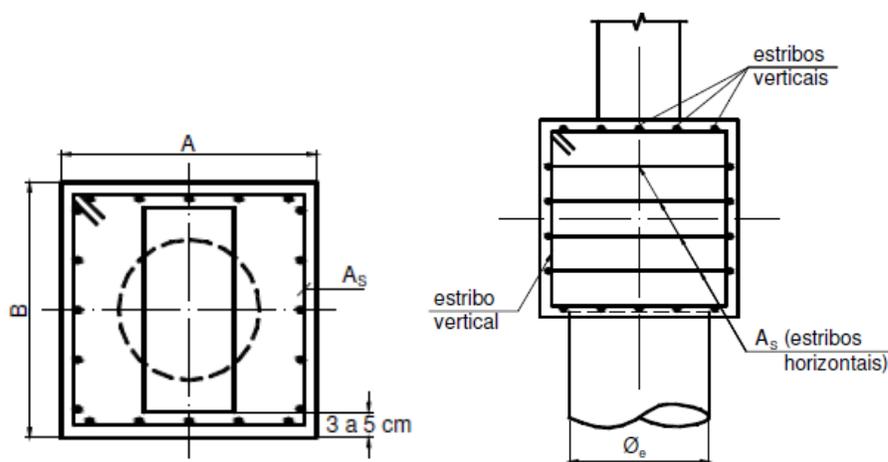


Figura 2.27 - Detalhamento de bloco sobre uma estaca (Bastos, 2016)

Primeiramente temos que encontrar o esforço de tração que atua nos tirantes. Esta fórmula se dá por:

$$T = \frac{P}{4} * \frac{(B - b)}{d}$$

Onde:

P é a carga no pilar;

B é o lado do bloco;

b é a maior dimensão do pilar;

d é a altura útil do bloco.

Conhecendo os esforços de tração é possível definir a área de aço necessária para resistir a estes esforços:

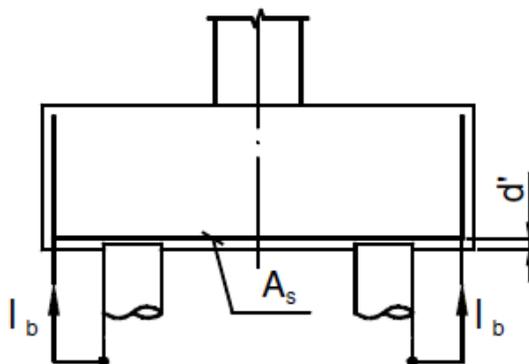
$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Onde:

T_d é o valor de cálculo dos esforços de tração atuantes nos tirantes;

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço.

2.4.4.3.3 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS



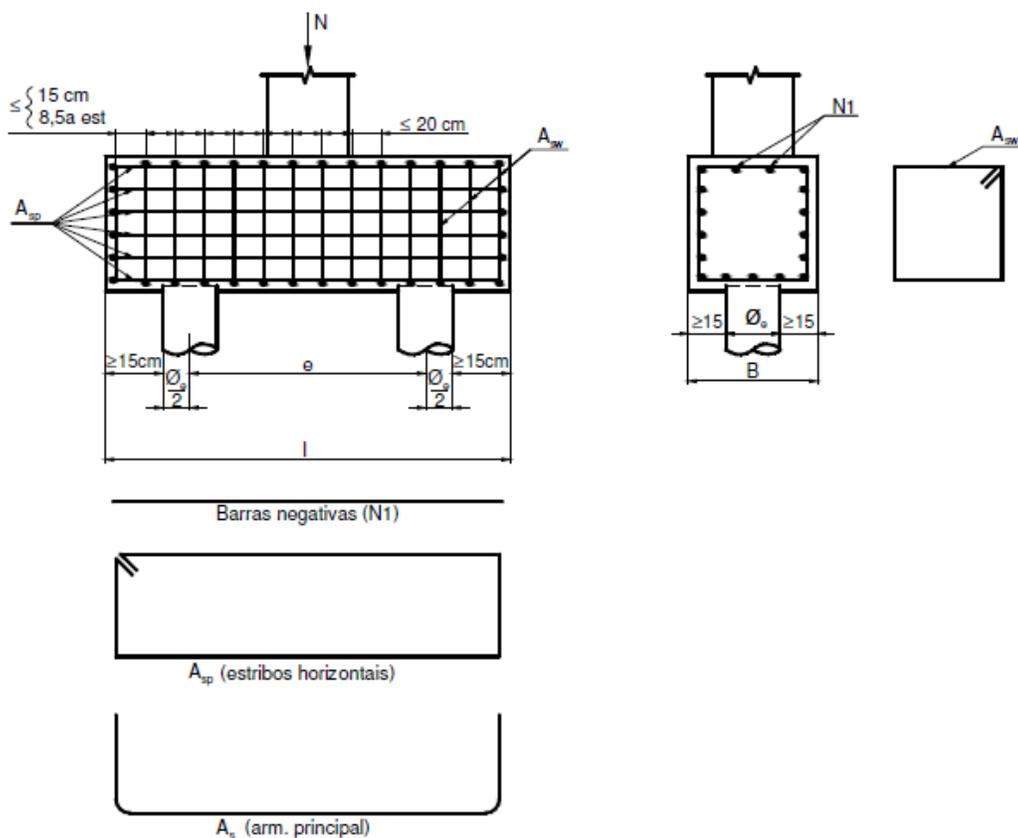


Figura 2.28 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas (Bastos, 2016)

Para o bloco sobre duas estacas é preciso verificar as bielas de compressão. A tensão resistente do concreto é definida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{c.lim} = 1,4 * K_R * f_{cd}$$

Onde:

K_R é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsck);

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto.

Este valor de tensão resistente deve ser maior que as tensões solicitantes junto ao pilar ($\sigma_{c.pil}$) e junto à estaca ($\sigma_{c.est}$).

Para o cálculo das tensões, primeiro necessitamos saber qual é o ângulo da inclinação das bielas (θ):

$$\theta = \operatorname{atan}\left(\frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{b_x}{4}}\right)$$

Então:

$$\sigma_{c.pil} = \frac{P_d}{A_{pil} * \operatorname{sen}^2\theta}$$

Onde:

P_d é o valor de cálculo da carga do pilar;

A_{pil} é a área do pilar.

$$\sigma_{c.est} = \frac{P_d}{2 * \left(\frac{\pi * \emptyset_e^2}{4}\right) * \operatorname{sen}^2\theta}$$

Onde:

\emptyset_e é o diâmetro da estaca.

Armaduras:

- Armadura de flexão (A_s):

$$A_s = \frac{1,15 * P_d}{8 * d * f_{yd}} * (2 * e - b)$$

Onde:

b é a maior dimensão do pilar.

- Estribos verticais (A_{sw}):

Para a armadura de cisalhamento precisamos da taxa de armadura mínima (ρ_{sw}):

$$\rho_{sw} = \frac{0,2 * f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Onde:

f_{ctm} é o valor médio da resistência à compressão do concreto;

f_{yk} é o valor característico de escoamento do aço.

$$A_{sw} = \rho_{sw} * d * B$$

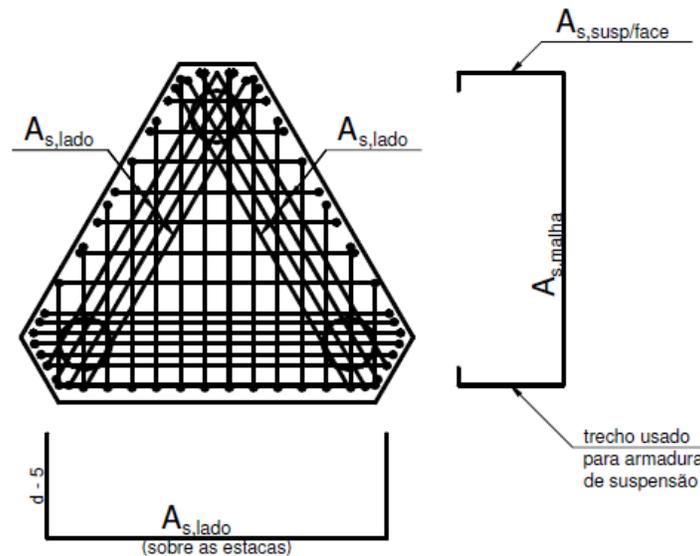
Onde:

B é a dimensão da base (utiliza-se 100 cm para obtermos resposta em cm^2/m).

- Armadura de pele (A_{sp}):

$$A_{sp} = 0,2 * A_s$$

2.4.4.3.4 – BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS



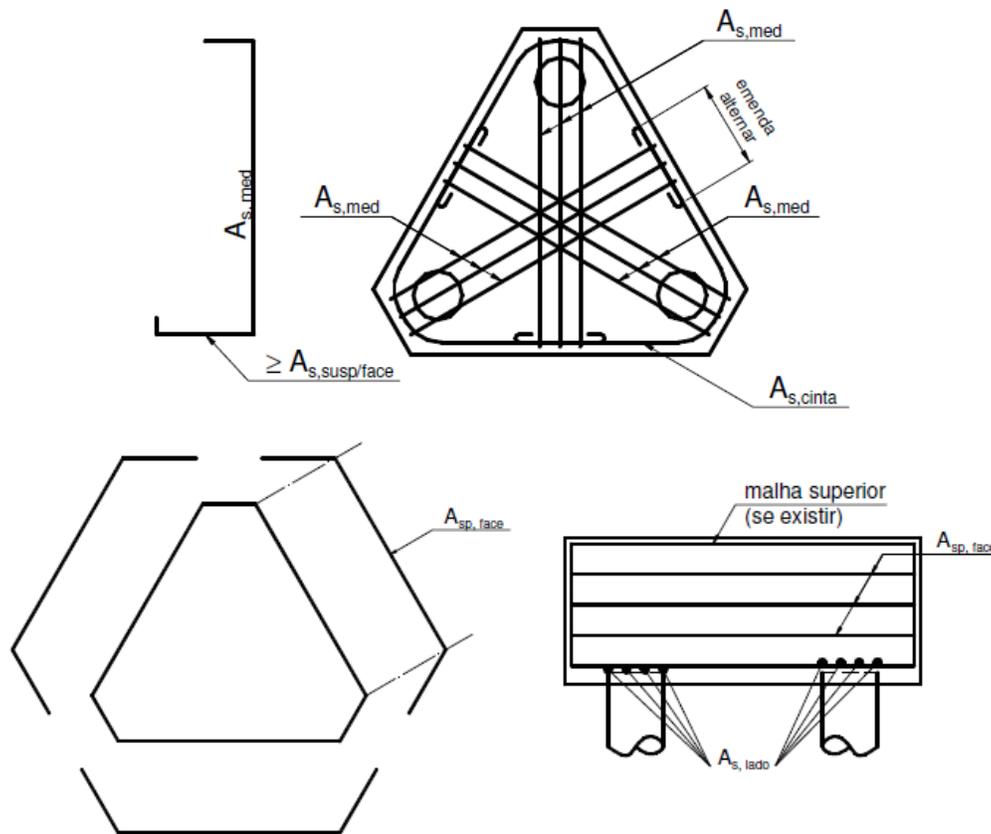


Figura 2.29 - Detalhamento de bloco sobre três estacas (Bastos, 2016)

Para bloco sobre três estacas, é preciso verificar também as bielas de compressão. A fórmula é semelhante à utilizada no cálculo do bloco sobre 2 estacas:

$$\sigma_{c.lim} = 1,75 * K_R * f_{cd}$$

Onde:

K_R é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsck);

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto.

Para o cálculo das tensões solicitantes junto ao pilar, os cálculos são os mesmos, o que muda é o cálculo para a solitação junto à estaca e a expressão para encontrar o ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido (θ) é:

$$\tan\theta = \frac{d}{e * \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 * b}$$

Onde:

b é a maior dimensão do pilar.

$$\sigma_{c.est} = \frac{P_d}{3 * \left(\frac{\pi * \phi_e^2}{4}\right) * \text{sen}^2\theta}$$

Onde:

ϕ_e é o diâmetro da estaca.

Armaduras:

Devido a consideração do peso do bloco, deve ser adicionado 10 % do valor da carga do pilar não majorada.

- Armadura de flexão ($A_{s.lado}$):

$$A_{s.lado} = \frac{\sqrt{3} * P_d}{27 * d * f_{yd}} * (e * \sqrt{3} - 0,9 * b)$$

Onde:

b é a maior dimensão do pilar.

- Armadura em malha ($A_{s.malha}$):

$$A_{s.malha} = 0,2 * A_{s.lado}$$

Esta área de aço é utilizada para as duas direções (x e y).

No caso de pilares com cargas elevadas, recomenda-se uma malha superior negativa.

- Armadura de suspensão ($A_{s.susp}$):

$$A_{s.susp.tot} = \frac{P_d}{4,5 * f_{yd}}$$

Por face, a armadura de suspensão é:

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

- Armadura na direção das medianas ($A_{s.med}$):

As forças de tração nas medianas são expressas por:

$$R_s = \frac{P}{9 * d} * (e * \sqrt{3} - 0,9 * b)$$

E a armadura é definida por:

$$A_{s.med} = \frac{R_{sd}(1 - k)}{f_{yd}}$$

Onde:

k é obtido por: $\frac{2}{3} \leq k \leq \frac{4}{5}$.

- Armadura de cintamento:

$$A_{s.cinta} = \frac{k}{f_{yd}} * \frac{\sqrt{3} * R_{sd}}{3}$$

- Armadura de pele:

A armadura de pele é utilizada para evitar a abertura de fissuras nos blocos:

$$A_{s.pele.tot} = 3 * A_{s.med}$$

$$A_{s.pele.face} = \frac{1}{8} * A_{s.pele.tot}$$

Para blocos com mais de três estacas, utiliza-se procedimento semelhante, fazendo apenas adaptações geométricas do problema.

2.5 – ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

Segundo Spernau (2012), devem ser conhecidos alguns elementos para que seja possível selecionarmos a opção mais viável:

- a) Natureza e características do subsolo no local da obra (sondagens);
- b) Disposição, grandeza e natureza das cargas;
- c) Conhecimento das restrições técnicas impostas a cada tipo de fundação;
- d) Fundação e estado dos edifícios vizinhos.

Conhecendo estes elementos, devem ser considerados primeiramente os fatores técnicos, avaliando qual seria a melhor solução para o tipo de solo e tipo de carga. Em seguida, considerar o fator econômico, que é muito importante levando em conta que, uma escolha errada pode aumentar muito o valor da obra. Por último é preciso buscar saber se este tipo de fundação está disponível na região.

Spernau lembra que a fundação superficial deve ser a primeira solução a ser contemplada, por sua facilidade de execução.

Avalia-se os recalques devido às camadas de solo que ali estão. Se não há problemas de recalques, determina-se a cota de assentamento da fundação e a pressão admissível. Quando há, deve-se avaliar a viabilidade da fundação superficial desde que a superestrutura tenha capacidade.

Para uma comparação econômica, por meio de observações de orçamentos entre fundações superficiais e profundas, a área das sapatas não deve ultrapassar 70 % da área de projeção da construção sobre o terreno.

As fundações superficiais não são indicadas para aterros não consolidados, argila mole, areias fofas, siltes, lençóis freáticos elevados.

Se a fundação superficial não for viável, passamos a contemplar o uso das fundações profundas.

São avaliadas a grandeza e natureza das cargas, características do solo e estado das fundações dos prédios vizinhos, para podermos definir o melhor tipo de fundação profunda a ser utilizada.

Definido o tipo da fundação, pode ser calculada a capacidade de carga do elemento geotécnico e avaliados os recalques.

3 – ESTUDO DE CASO

3.1 – LOCALIZAÇÃO DA OBRA

A obra para a qual o projeto de fundações é desenvolvido se localiza na cidade de Itajaí, Santa Catarina. O empreendimento se localiza na Rua Onze de Junho do Bairro Fazenda, localizado ao sul da cidade.



Figura 3.1 - Localização da obra (Google Earth)

O terreno possui 1247 m², com uma profundidade máxima de 63 m e a frente do terreno com 21,50 m.

3.2 – INFORMAÇÕES DE SONDAGEM

Das três grandes edificações já existentes ao redor da obra, foram fornecidas informações de SPT sobre uma delas, a qual se localiza em frente ao terreno, do outro lado da Rua Onze de Junho.

A empresa Solo Sondagem e Construções Ltda foi a responsável pelos serviços de execução de sondagem SPT, para a investigação das condições das camadas de solo do terreno e também a identificação do nível do lençol freático. Esta mesma empresa também conduziu o serviço de sondagem rotativa, para avaliar as condições de resistência e continuidade da camada impenetrável por ensaio SPT.

Foram executados dois furos para ensaio SPT e um furo para a sondagem rotativa, igualmente distribuídos pelo terreno, como indica a norma NBR 8036.

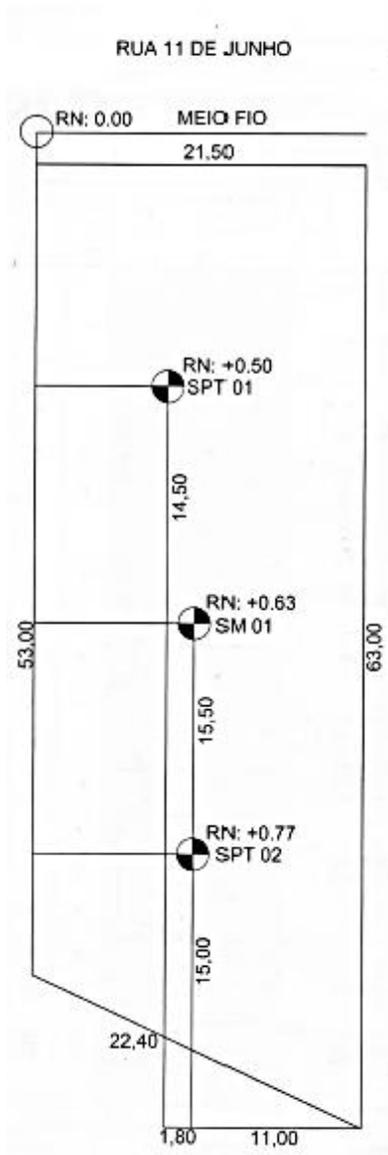


Figura 3.2 - Localização dos furos de sondagem (Solo Sondagem)

A NBR 8036 indica que o número de sondagens para um caso de a área de projeção em planta do edifício ser de até 1200 m² é de uma para cada 200 m². Como a área de projeção, neste caso, é de 900 m², deveriam ser executados quatro furos de investigação, portanto, a quantidade de furos de sondagem realizadas não condiz com a norma. Porém, como já se possuía informações sobre outras obras acerca deste terreno, e os resultados foram semelhantes, não se executou mais furos além dos dois já previstos.

Por se localizar em uma área próxima ao canal de Itajaí, já se esperava que o solo não apresentasse grande resistência e o nível do lençol freático fosse alto. As camadas são, quase predominantemente, de argilas, siltes e areias finas, com índice N_{SPT} muito baixo.

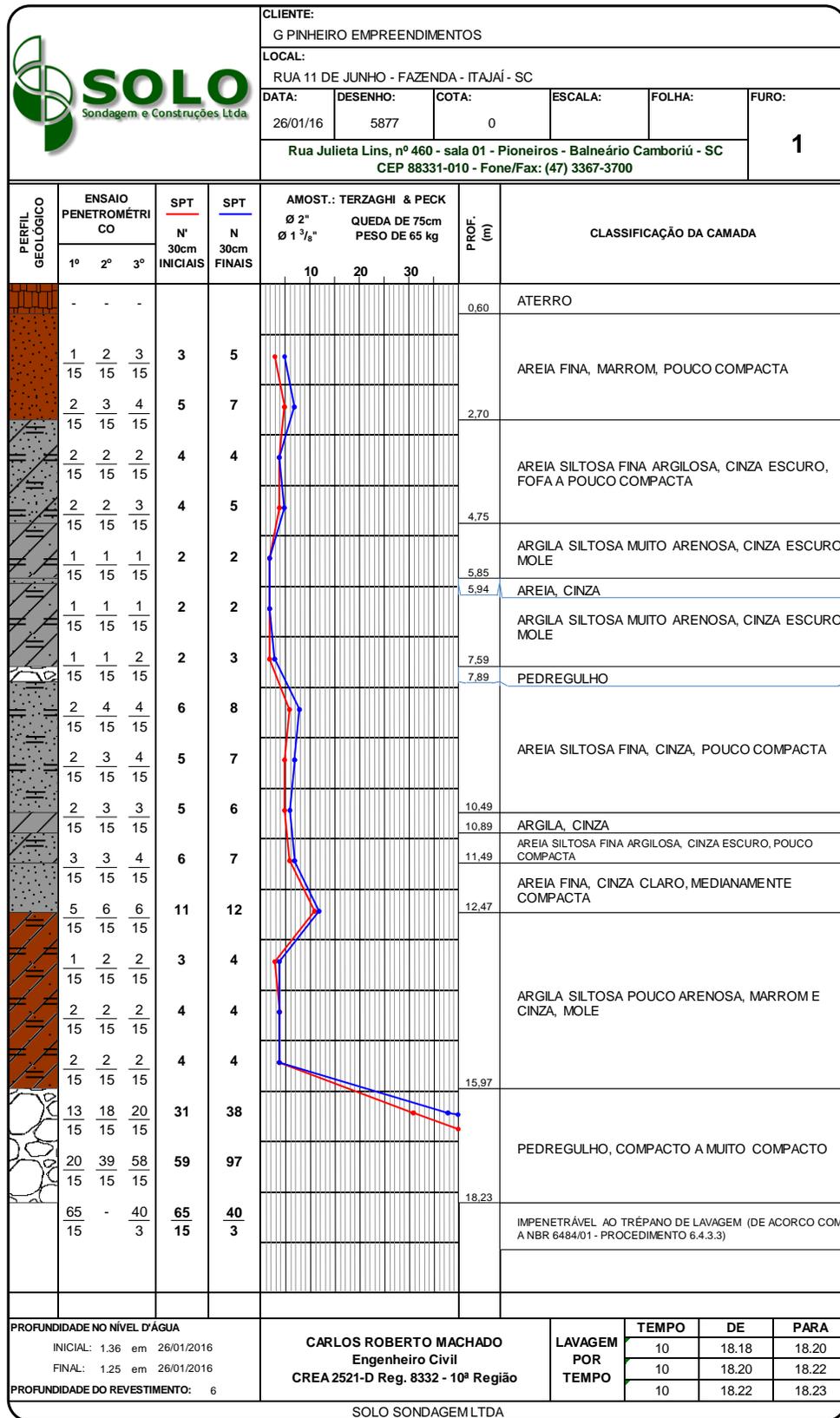


Figura 3.3 - Relatório de sondagem SPT do furo 01 (Solo Sondagem)

PERFIL GEOLÓGICO		ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
		1º	2º	3º	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS	Ø 2" QUEDA DE 75cm	Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg			
		-	-	-						0,70	ATERRO
		3/15	3/15	5/15	6	8					AREIA FINA, MARRON, POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
		4/15	5/15	7/15	9	12					
		4/15	4/15	5/15	8	9				3,70	
		2/15	2/15	2/15	4	4				4,89	AREIA ARGILOSA, CINZA ESCURO, FOFA
		1/15	2/15	2/15	3	4					ARGILA ARENOSA, CINZA ESCURO, MOLE
		2/15	2/15	2/15	4	4					
		1/15	1/15	2/15	2	3				7,94	
		3/15	3/15	4/15	6	7					AREIA SILTOSA FINA, CINZA, POUCO COMPACTA
		2/15	3/15	3/15	5	6				9,49	
		1/15	1/15	2/15	2	3					
		1/15	2/15	2/15	3	4				11,59	ARGILA ARENOSA, CINZA ESCURO, MOLE
		4/15	11/15	15/15	15	26				12,49	
		4/15	11/15	15/15	15	26				12,89	
		2/15	2/15	2/15	4	4					AREIA SILTOSA FINA, CINZA CLARO ESVERDEADO, COMPACTA
		2/15	2/15	2/15	4	4					
		2/15	2/15	3/15	4	5					
		2/15	3/15	3/15	5	6				16,49	
		18/15	35/15	48/15	53	83					
		114/30	-	40/3	114	40/3				18,37	PEDREGULHO, MUITO COMPACTO
											IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM (DE ACORCO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3)
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA		INICIAL: 1.39 em 27/01/2016			CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região			LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
FINAL: 1.3 em 27/01/2016		PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 6							10	18.33	18.35
									10	18.35	18.36
								10	18.36	18.37	
SOLO SONDADEMLTDA											

Figura 3.4 - Relatório de sondagem SPT do furo 02 (Solo Sondagem)

Como se pode notar pelos laudos, as camadas de solo possuem baixa resistência, devendo as fundações serem apoiadas sobre a camada impenetrável. Também se observa um nível alto do lençol freático (1,25 m), o que praticamente inviabiliza a utilização de fundação superficial.

Como esta camada impenetrável será a responsável por resistir as cargas transmitidas pela fundação, é prudente que se faça um ensaio de penetração em rocha para que se possa avaliar as suas características.

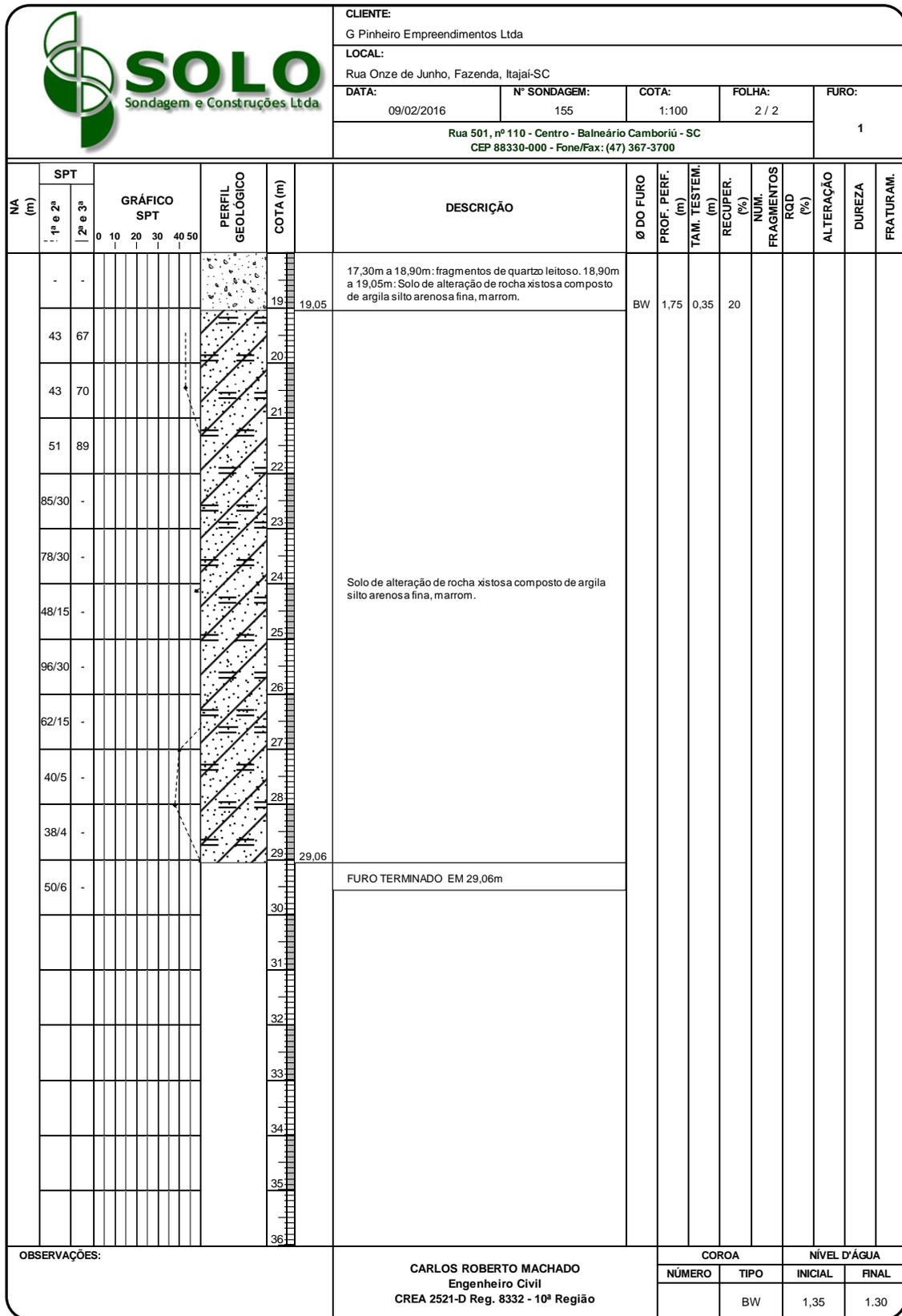


Figura 3.5 – Relatório de sondagem rotativa (Solo Sondagem)

Com este laudo, verificou-se a continuidade da camada impenetrável a SPT, viabilizando o apoio das fundações nesta camada.

3.3 – INFORMAÇÕES DA SUPERESTRUTURA

A estrutura para a qual a fundação está sendo dimensionada é um prédio de dezesseis pavimentos mais o ático. Foram utilizadas lajes nervuradas com cubetas para os pavimentos de garagem e com EPS para os pavimentos tipo.

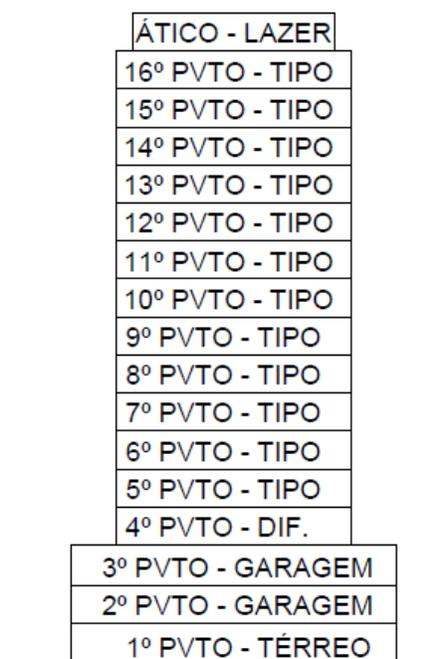


Figura 3.6 – Pavimentos da estrutura (GPinheiro Empreendimentos)

As cargas são transmitidas dos pilares do tipo até as vigas de transição localizadas no 4º PVTO – DIF, e das vigas são transmitidas para os pilares de garagem e depois para as fundações. Como não há pavimentos no subsolo, as fundações se iniciam na cota de -1 m, logo abaixo a camada de aterro.

A lista completa dos pilares e seus carregamentos podem ser vistos nos anexos.

3.4 – DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

O dimensionamento para fundações superficiais será feito apenas para fins de exemplificação já que foi constatado, pela análise dos laudos de investigação do subsolo, que a melhor opção para o caso seria a utilização de fundações profundas.

Para a solução por fundações superficiais, teremos que assumir a hipótese de um rebaixamento do nível do lençol freático para a cota de -3 m, assim possibilitando a execução das sapatas.

Como foram realizados apenas dois furos para ensaio SPT, a favor da segurança, iremos utilizar os dados do furo 01, que apresenta os menores valores de resistência.

As sapatas serão apoiadas à cota de -2 m, aproveitando a camada de maior resistência próxima à superfície.

3.4.1 – CASO DO PILAR P25

O pilar P25 é um dos pilares do fosso do elevador, como pode ser visto nos anexos, contribuindo para dar rigidez ao edifício. Suas dimensões são de 222x20 cm e a carga axial máxima atuante, considerando carga permanente, sobrecarga e o efeito do vento que mais adiciona carga ao pilar, é de 552,3 tf. Os momentos atuantes no pilar são de -50,7 tf.m em x e de -3,9 tf.m em y. As forças horizontais são resistidas pelo conjunto de vigas de baldrame, que travam todos os pilares.

3.4.1.1 – CAPACIDADE DE CARGA

Estes cálculos foram feitos utilizando a equação de Terzaghi juntamente com a proposição de Vesic. A tensão inicial adotada para o solo é de 0,24 MPa.

Para sapatas retangulares, o bulbo de tensões correspondente é representado por $z = 3B$, portanto o bulbo alcança 21 m, chegando à camada indeslocável.

Segundo Teixeira (1996), o ângulo de atrito do solo para este caso será de 25° e o valor de coesão será de 19 kPa, o que caracteriza um caso de ruptura por punção, o que já era esperado devido à baixa resistência do solo. O valor de capacidade de carga por Terzaghi, por punção, é de 0,37 MPa. Utilizando um fator de segurança de 3, a tensão admissível do solo fica em 0,123 MPa. As dimensões da sapata são de 8 m de comprimento e 6 m de largura.

3.4.1.2 – RECALQUES

O recalque da sapata foi calculado utilizando o Método de Schmertmann. As dimensões da sapata são de 8,5 metros de comprimento e 6,5 de largura, despejando uma tensão de 0,115 MPa no solo.

A sapata está assentada na cota de -2 m, fazendo com que a sobrecarga atuante sobre as camadas seja de 32 kPa.

O fator de influência máximo na deformação acontece em $z = B/2$, ou seja, na cota de -6 m. A partir deste valor foram calculados os fatores de influência para cada camada até $z = 2B$, mas o indeslocável se localiza antes da base de bulbo de recalque de Schmertmann, limitando o recalque até a camada imediatamente acima da camada indeslocável.

Com todos estes valores, foi calculado um recalque imediato de 18,69 mm, e um recalque de 22,43 mm após um ano. Estes valores estão dentro dos limites propostos por Terzaghi e Peck para o início da aparição de problemas como desnivelamento da laje e trincas.

3.4.1.3 – DIMENSIONAMENTO

O processo de detalhamento foi feito através do Métodos das Bielas e Tirantes, já mencionado no item 2.3.3.4.1.

Para o detalhamento da sapata foi necessário a utilização de barras de 20 mm de diâmetro, apesar de seu difícil manuseio. A utilização das barras de 16 mm de diâmetro

resultaria em espaçamento muito pequeno entre as barras. Para a direção x foi adotado um espaçamento entre as barras de 11 cm, e para a direção y foi adotado um espaçamento de 12 cm.

O cobrimento da armadura, segundo a NBR 6118, é de 4 cm, considerando que a sapata é um elemento estrutural em contato com o solo e o terreno fica localizado próximo ao mar.

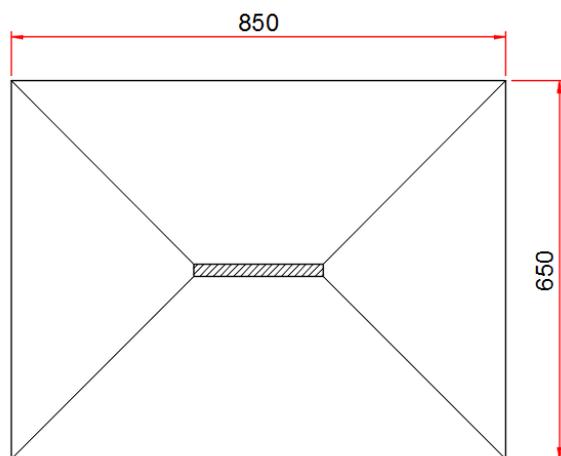


Figura 3.7 - Geometria da sapata (Autoria própria)

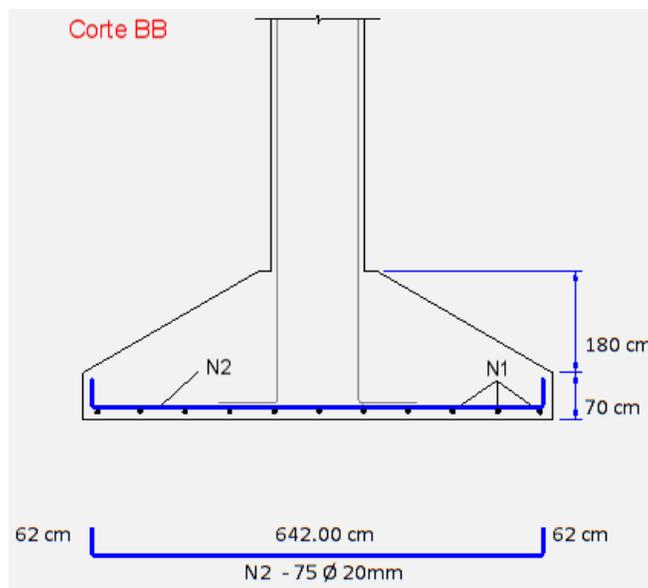


Figura 3.8 - Detalhamento eixo y (Delalibera, 2014)

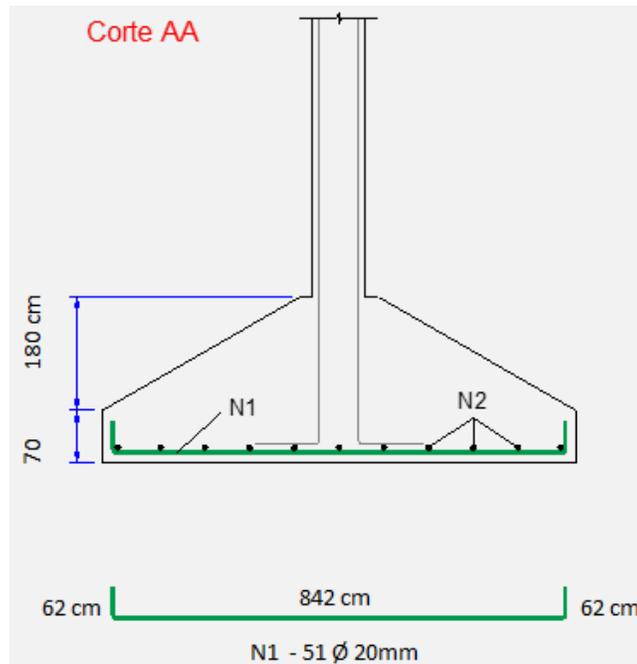


Figura 3.9 - Detalhamento eixo x (Delalibera, 2014)

O volume de concreto utilizado para a execução desta única sapata é de 75 m³.

3.4.2 – ANÁLISE DE VIABILIDADE

A investigação do subsolo do local nos mostrou camadas de areia siltosa com baixos índices N_{SPT} , ou seja, um subsolo muito pouco resistente à grandes cargas. Ainda assim, os cálculos de capacidade de carga e de recalque nos mostraram que é possível a utilização de fundações superficiais nestes casos.

Porém, não se verificou viável a utilização de sapatas como o tipo de fundação para este caso. Devido à baixa resistência do solo e às grandes cargas, a área das sapatas para os pilares de maior carga chegou a 50 m², um número muito alto para este caso. Inclusive, esta sapata em específico, terá que ser apoiada em uma camada mais profunda, por ser muito alta.

Spernau indica que quando a área das sapatas é maior que 70 % da área de projeção da torre, a solução se torna inviável. Foi constatado que a área das sapatas

ultrapassaria e muito este valor, como já era esperado. Outro problema que surge é a necessidade da utilização de outros tipos de sapatas, além da sapata isolada, para o suporte destas cargas. Para os pilares do fosso do elevador, seria necessária uma sapata corrida com viga de rigidez, suportando a carga dos dois pilares, o que possivelmente acarretaria em um recalque excessivo acima do limite permitido.

Vale lembrar também que não foi utilizado o valor real do nível do lençol freático para a elaboração dos cálculos, visando tornar possível a execução das sapatas através desta situação hipotética.

É possível encontrar soluções que possam, senão viabilizar, atenuar os problemas da utilização de sapatas para este caso, porém fica cada vez mais claro que a solução ideal são as fundações profundas.

Pilar	Seção (cm)	Cargas axiais (tf) Máxima	Dimensões (m)		
			Área	Bx	By
M10	90x25	295.40	29.18	5.80	5.10
P22	222x20	419.32	41.19	7.60	5.50
P25	222x20	552.31	54.21	8.50	6.50
P27	100x35	464.82	45.31	7.10	6.50
P33a	120x30	476.17	46.51	7.30	6.40
M27	120x40	490.02	47.66	7.40	6.60
M31	130x25	401.24	39.84	6.90	5.90
...					
				SOMA	303.90

Tabela 3.1 - Somatório parcial da área das sapatas (Autoria própria)

3.5 – DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Esta será a solução real para o projeto de fundações deste empreendimento. Com base nas análises anteriores a este capítulo, foi comprovado que, devido às grandes cargas que a estrutura lança no terreno e a baixa resistência do subsolo do local, a solução por estacas é a mais viável.

As estacas serão apoiadas diretamente na camada indeslocável, à cota de -17 m, mobilizando totalmente a sua resistência de ponta.

Serão utilizadas as estacas de hélice contínua monitorada por serem uma solução com grande disponibilidade no mercado, possuir um bom rendimento de número de estacas executadas por dia, e também por resistir à grandes quantidades de carga.

Os trados utilizados serão os de 40 cm, 50 cm, 60 cm e 70 cm de diâmetro. O concreto utilizado para a execução das estacas é um C30 e slump de 22 ± 3 cm.

Para os pilares com as cargas mais elevadas serão utilizados blocos de coroamento sobre quatro estacas. Também serão utilizados blocos sobre três, duas e uma estaca, conforme a solicitação do pilar. O critério para a escolha do número de estacas sob cada pilar é baseado nos valores de momento fletor à qual o pilar está submetido, sendo quanto maior esse valor, mais estacas devem ser utilizadas. O concreto utilizado para a execução dos blocos é um C30.

O laudo de sondagem SPT utilizado será o do furo 01, que apresenta os menores valores de resistência, estando assim em uma situação a favor da segurança.

3.5.1 – CASO DO PILAR M8

O pilar M8 é um dos pilares menos solicitados da estrutura. Como se pode ver nos anexos, este pilar faz parte de um conjunto de pilares que ficam nos fundos do prédio. O pilar M8 tem dimensões de 40x20 cm e uma carga axial máxima de 534,7 kN, com momentos de 8,5 kN.m em x e -2,0 kN.m em y. Como os momentos fletores atuantes no pilar são muito baixos, utilizaremos apenas uma estaca de 40 cm de diâmetro para o suporte destas cargas. As forças horizontais atuantes são resistidas pelas vigas de baldrame que travam este pilar às estruturas adjacentes.

3.5.1.1 – CAPACIDADE DE CARGA

Os cálculos de capacidade de carga foram realizados a partir do método de Aoki-Velloso, pelas parcelas de resistência lateral e resistência de ponta da estaca.

Método Aoki-Velloso									
Diâmetro	40	cm							
F1	3								
F2	3.8								
Área da ponta	0.13	m ²							
Perímetro	1.26	m							
Prof	Nspt méd	Solo	K	alfa	RL (kN)	RL acum (kN)	Rp (kN)	Rt (kN)	Radm (kN)
1	0	Aterro		0.02			0.00	0.00	0.00
2	4	Areia fina	730.00	0.02	0.00	0.00	122.31	122.31	61.16
3	6	Areia fina	730.00	0.02	20.28	20.28	183.47	203.75	101.87
4	4	Areia siltosa	680.00	0.02	31.03	51.31	113.94	165.25	82.62
5	4	Areia siltosa	680.00	0.02	20.69	72.00	113.94	185.93	92.97
6	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	8.95	80.95	27.65	108.59	54.30
7	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	8.95	89.90	27.65	117.54	58.77
8	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	8.95	98.84	27.65	126.49	63.25
9	7	Areia siltosa	680.00	0.02	36.20	135.05	199.39	334.44	167.22
10	6	Areia siltosa	680.00	0.02	31.03	166.08	170.90	336.98	168.49
11	5	Argila	250.00	0.06	22.74	188.82	52.36	241.18	120.59
12	6	Areia siltoargilosa	630.00	0.02	30.00	218.82	158.34	377.15	188.58
13	11	Areia fina	730.00	0.02	55.76	274.58	336.36	610.94	305.47
14	3	Argila siltosa	260.00	0.05	11.61	286.19	32.67	318.86	159.43
15	4	Argila siltosa	260.00	0.05	15.48	301.67	43.56	345.23	172.61
16	4	Argila siltosa	260.00	0.05	15.48	317.14	43.56	360.71	180.35
17	34	Pedregulho	1000.00	0.01	157.41	474.55	1424.19	1898.74	949.37
18	78	Pedregulho	1000.00	0.01	361.12	835.67	3267.26	4102.93	2051.46

Tabela 3.2 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 40 cm de diâmetro (Autoria própria)

Como a carga axial atuante no pilar é baixa, não haveria necessidade de apoiar a estaca sobre a camada indeslocável, já que se verifica a capacidade do solo de resistir ao carregamento apenas com a resistência lateral. Porém, no caso de não apoiar a estaca na camada indeslocável, implica na necessidade de se verificar os deslocamentos por recalque.

A capacidade de carga do elemento solo-estaca é mais que suficiente, mas como a estaca será apoiada no indeslocável, o que nos interessa agora é a resistência da peça estrutural em si, indicada nas cargas de catálogo. Para a estaca hélice contínua de 40 cm de diâmetro, a carga de catálogo é de 800 kN, ou 80 tf. Com isso, estabelece-se uma boa margem de segurança entre a carga solicitante e a carga resistente.

3.5.1.2 – RECALQUES

Como mencionado no item anterior, não há necessidade de se calcular o recalque das estacas, pois estas são apoiadas diretamente na camada indeslocável. A única parcela que deve ser considerada é o encurtamento elástico da estaca, que geralmente não apresenta valores significativos quando comparada ao recalque total.

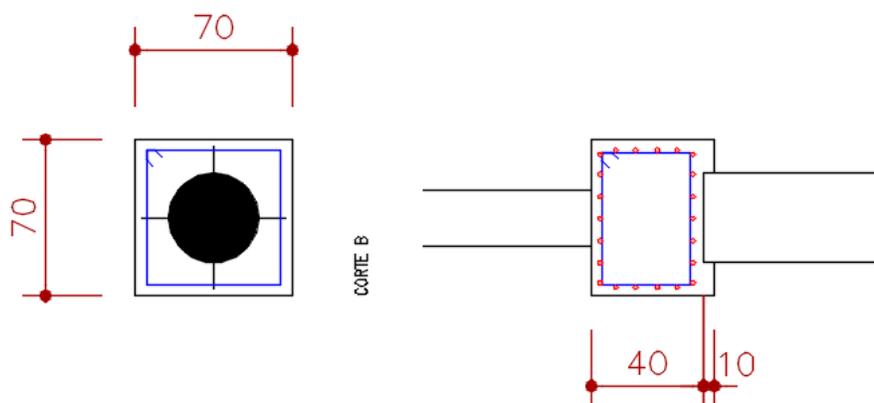
3.5.1.3 – BLOCO DE COROAMENTO

O bloco utilizado para este caso será apoiado sobre uma estaca, sendo o cálculo realizado pelo método de bielas e tirantes. As armaduras principais são estribos posicionados horizontalmente para resistir à tração. Verticalmente, são colocados estribos nas duas direções, que possuem apenas função construtiva.

Para os estribos foram utilizadas barras de 8 mm de diâmetro, tanto para os horizontais quanto para os verticais.

O bloco possui 70 cm em ambos os lados e uma altura de 50 cm, com a estaca entrando 10 cm no bloco.

Os cálculos do bloco estão expostos nos anexos.



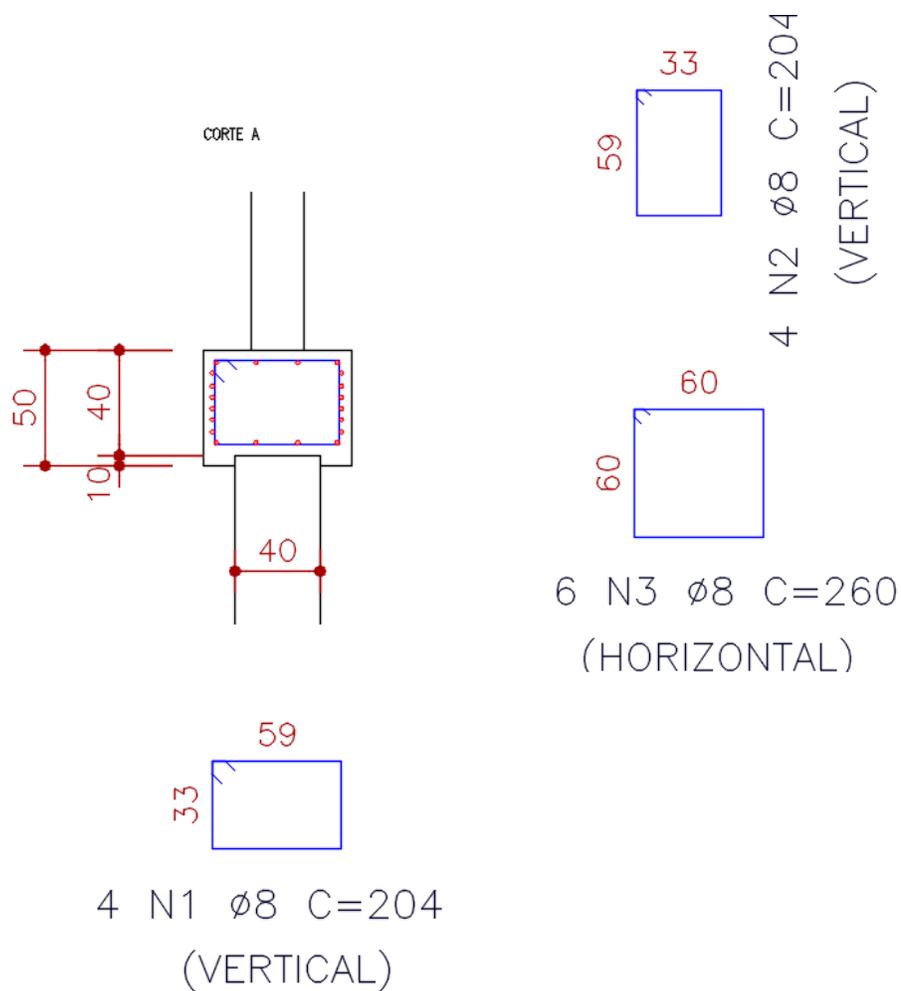


Figura 3.10 - Detalhamento do bloco sob o pilar M8 (Autoria própria)

3.5.2 – CASO DO PILAR P24

O pilar P24 está mais centralizado na estrutura e posicionado de forma a resistir a maior solicitação de momento, que está na direção y. O pilar P24 tem dimensões de 20x80 cm e uma carga axial máxima de 1809,2 kN, com momentos de -9,7 kN.m em x e 26,0 kN.m em y. Para este caso serão utilizadas duas estacas de 50 cm de diâmetro, posicionadas de forma a resistir da melhor maneira aos esforços causados pelos momentos fletores. As

forças horizontais atuantes são resistidas pelas vigas de baldrame que travam este pilar às estruturas adjacentes.

3.5.2.1 – CAPACIDADE DE CARGA

Os cálculos de capacidade de carga foram realizados a partir do método de Aoki-Velloso.

Método Aoki-Velloso									
Diâmetro	50	cm							
F1	3								
F2	3.8								
Área da ponta	0.20	m ²							
Perímetro	1.57	m							
Prof	Nspt méd	Solo	K	alfa	RL (kN)	RL acum (kN)	Rp (kN)	Rt (kN)	Radm (kN)
1	0	Aterro		0.02			0.00	0.00	0.00
2	4	Areia fina	730.00	0.02	0.00	0.00	191.11	191.11	95.56
3	6	Areia fina	730.00	0.02	25.35	25.35	286.67	312.02	156.01
4	4	Areia siltosa	680.00	0.02	38.79	64.14	178.02	242.16	121.08
5	4	Areia siltosa	680.00	0.02	25.86	90.00	178.02	268.02	134.01
6	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	11.19	101.18	43.20	144.38	72.19
7	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	11.19	112.37	43.20	155.57	77.78
8	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	11.19	123.56	43.20	166.75	83.38
9	7	Areia siltosa	680.00	0.02	45.26	168.81	311.54	480.35	240.18
10	6	Areia siltosa	680.00	0.02	38.79	207.60	267.04	474.64	237.32
11	5	Argila	250.00	0.06	28.42	236.02	81.81	317.83	158.92
12	6	Areia siltoargilosa	630.00	0.02	37.50	273.52	247.40	520.92	260.46
13	11	Areia fina	730.00	0.02	69.71	343.23	525.56	868.79	434.39
14	3	Argila siltosa	260.00	0.05	14.51	357.74	51.05	408.79	204.39
15	4	Argila siltosa	260.00	0.05	19.35	377.08	68.07	445.15	222.57
16	4	Argila siltosa	260.00	0.05	19.35	396.43	68.07	464.50	232.25
17	34	Pedregulho	1000.00	0.01	196.76	593.19	2225.29	2818.49	1409.24
18	78	Pedregulho	1000.00	0.01	451.40	1044.59	5105.09	6149.68	3074.84

Tabela 3.3 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 50 cm de diâmetro (Autoria própria)

É possível notar através da análise da tabela, que mesmo com duas estacas a resistência lateral não é suficiente para resistir à carga solicitante, portanto é necessário o apoio destas estacas em camada resistente.

A carga de catálogo das estacas hélice contínua com 50 cm de diâmetro é de 1250 kN. Com a utilização de duas estacas, a capacidade de carga fica em 2500 kN, o que já é suficiente para resistir à solicitação.

3.5.2.2 – RECALQUES

Não houve necessidade de cálculo de recalque.

3.5.1.3 – BLOCO DE COROAMENTO

Será executado um bloco sobre duas estacas, com sua maior dimensão paralela ao eixo y. Os cálculos foram realizados com base no método de bielas e tirantes.

O momento y adiciona praticamente 7 kN de carga axial, fazendo com que a estaca mais solicitada tenha que resistir a uma carga de 751 kN, o que não é problema visto que a capacidade de carga da estaca é muito maior que isso.

O bloco possui 70 cm de largura e 200 cm de comprimento, com 80 cm de altura.

Na armadura principal, optou-se por utilizar barras de 16 mm de diâmetro por estas serem de mais fácil manuseio do que as barras de 20 mm de diâmetro. Para as armaduras complementares foram utilizadas barras de 6,3 mm de diâmetro.

Os cálculos do bloco estão expostos nos anexos.

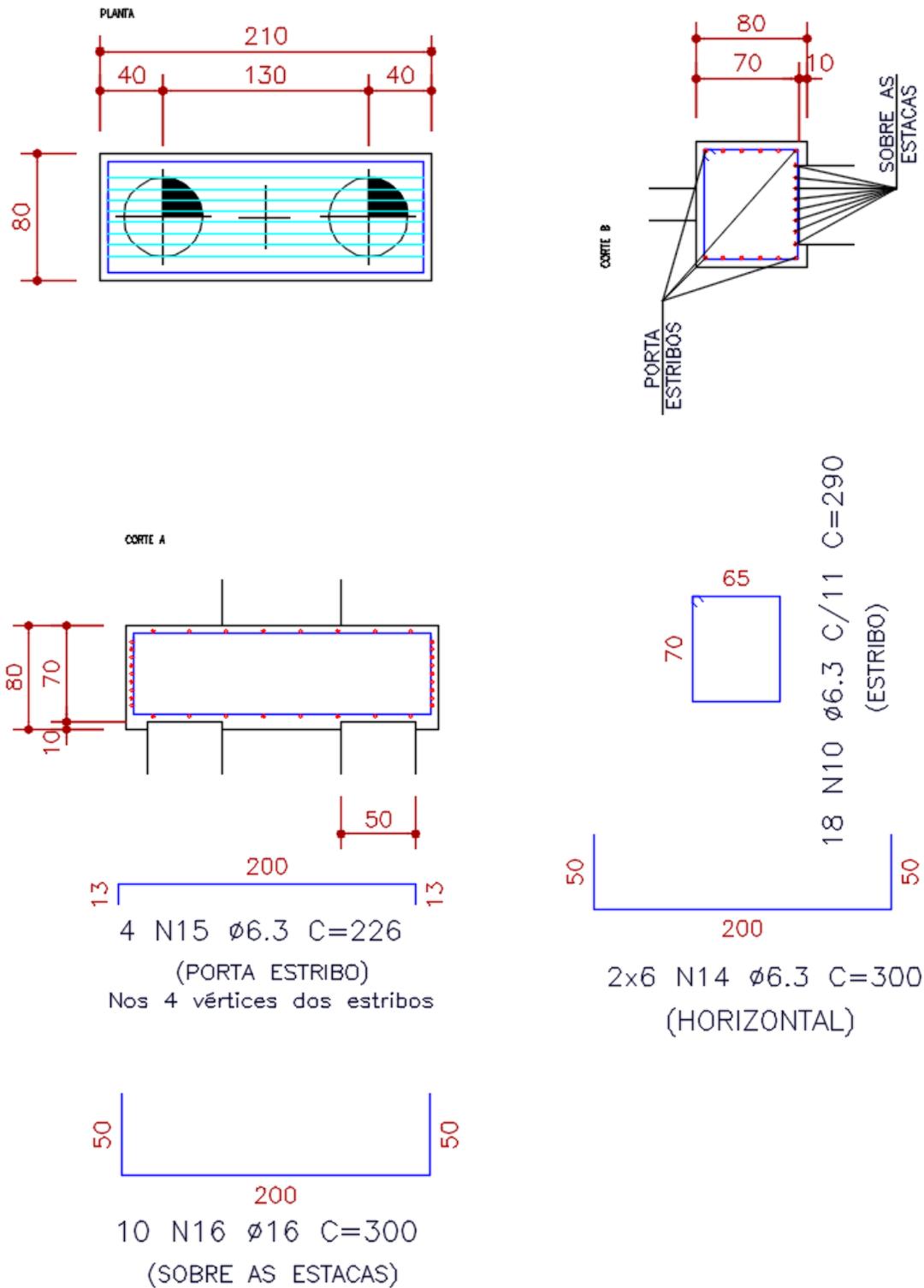


Figura 3.11 - Detalhamento do bloco sob o pilar P24 (Autoria própria)

3.5.3 – CASO DO PILAR M31

O pilar M31 faz parte dos pilares que se localizam na parte da frente do prédio e transmite grandes cargas. Este pilar possui dimensões de 130x25 cm, com carga axial máxima de 4012,4 kN e momentos fletores de -82,1 kN.m na direção x e 4,9 kN.m na direção y. Serão utilizadas 3 estacas de 60 cm de diâmetro, unidas por um bloco de coroamento triangular de forma a locar o centro de massa bem no centro do bloco. Duas das estacas serão posicionadas na parte da frente do bloco e uma atrás, de modo a resistirem de maneira mais eficiente às cargas adicionadas pelos momentos fletores. As forças horizontais atuantes sobre a estrutura são resistidas pelas vigas de baldrame.

3.5.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA

Os cálculos de capacidade de carga foram realizados a partir do método de Aoki-Velloso.

Método Aoki-Velloso									
Diâmetro	60	cm							
F1	3								
F2	3.8								
Área da ponta	0.28	m ²							
Perímetro	1.88	m							
Prof	Nspt méd	Solo	K	alfa	RL (kN)	RL acum (kN)	Rp (kN)	Rt (kN)	Radm (kN)
1	0	Aterro		0.02			0.00	0.00	0.00
2	4	Areia fina	730.00	0.02	0.00	0.00	275.20	275.20	137.60
3	6	Areia fina	730.00	0.02	30.42	30.42	412.81	443.22	221.61
4	4	Areia siltosa	680.00	0.02	46.55	76.97	256.35	333.32	166.66
5	4	Areia siltosa	680.00	0.02	31.03	108.00	256.35	364.35	182.18
6	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	13.42	121.42	62.20	183.62	91.81
7	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	13.42	134.84	62.20	197.05	98.52
8	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	13.42	148.27	62.20	210.47	105.24
9	7	Areia siltosa	680.00	0.02	54.31	202.57	448.62	651.19	325.60
10	6	Areia siltosa	680.00	0.02	46.55	249.12	384.53	633.65	316.83
11	5	Argila	250.00	0.06	34.10	283.22	117.81	401.03	200.52
12	6	Areia siltoargilosa	630.00	0.02	45.00	328.23	356.26	684.48	342.24
13	11	Areia fina	730.00	0.02	83.65	411.87	756.81	1168.68	584.34
14	3	Argila siltosa	260.00	0.05	17.41	429.28	73.51	502.80	251.40
15	4	Argila siltosa	260.00	0.05	23.21	452.50	98.02	550.52	275.26
16	4	Argila siltosa	260.00	0.05	23.21	475.71	98.02	573.73	286.87
17	34	Pedregulho	1000.00	0.01	236.12	711.83	3204.42	3916.25	1958.13
18	78	Pedregulho	1000.00	0.01	541.68	1253.51	7351.33	8604.83	4302.42

Tabela 3.4 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 60 cm de diâmetro (Autoria própria)

A resistência lateral do conjunto com 3 estacas não é suficiente para resistir à carga que o pilar transmite, portanto é essencial que estas estacas sejam apoiadas em uma camada firme. Como pode ser visto, o apoio destas estacas na camada indeslocável resolve o problema da capacidade de carga. Cabe agora avaliarmos se as estacas resistem à carga solicitada.

A carga de catálogo das estacas hélice contínua de 60 cm de diâmetro é de 1800 kN, portanto, dividindo a carga do pilar entre as três estacas temos uma situação em que as estacas têm resistência suficiente para suportar as cargas.

3.5.3.2 – RECALQUES

Não houve necessidade de cálculo de recalque.

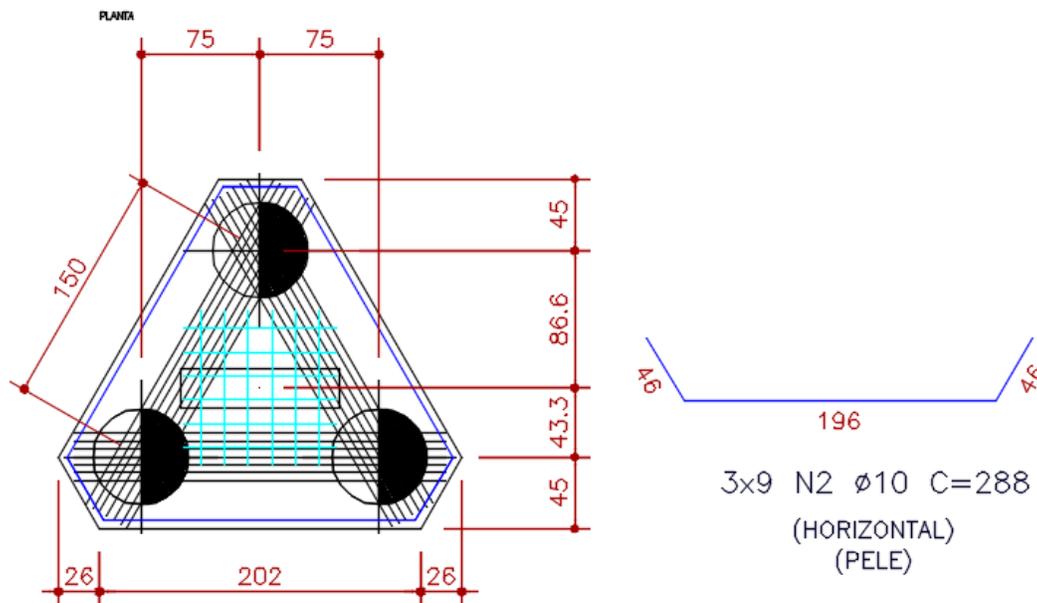
3.5.3.3 – BLOCO DE COROAMENTO

O bloco sobre três estacas será executado com a base do triângulo paralela ao eixo y. Os cálculos para este bloco foram baseados no método das bielas e tirantes.

A distância entre eixos das estacas é de 150 cm, com as faces do bloco possuindo uma dimensão de 200 cm. A altura do bloco é de 80 cm com a estaca entrando 12 cm no bloco.

Há várias soluções para armadura principal de blocos sobre três estacas, mas neste caso foram utilizadas as barras paralelas às faces com uma armadura em malha no centro do bloco. Foram utilizadas barras de 20 mm de diâmetro para armadura de lado e barras de 12,5 mm de diâmetro para a armadura em malha. Para a armadura de pele foram utilizadas barras de 8 mm de diâmetro.

Os cálculos deste bloco estão apresentados nos anexos.



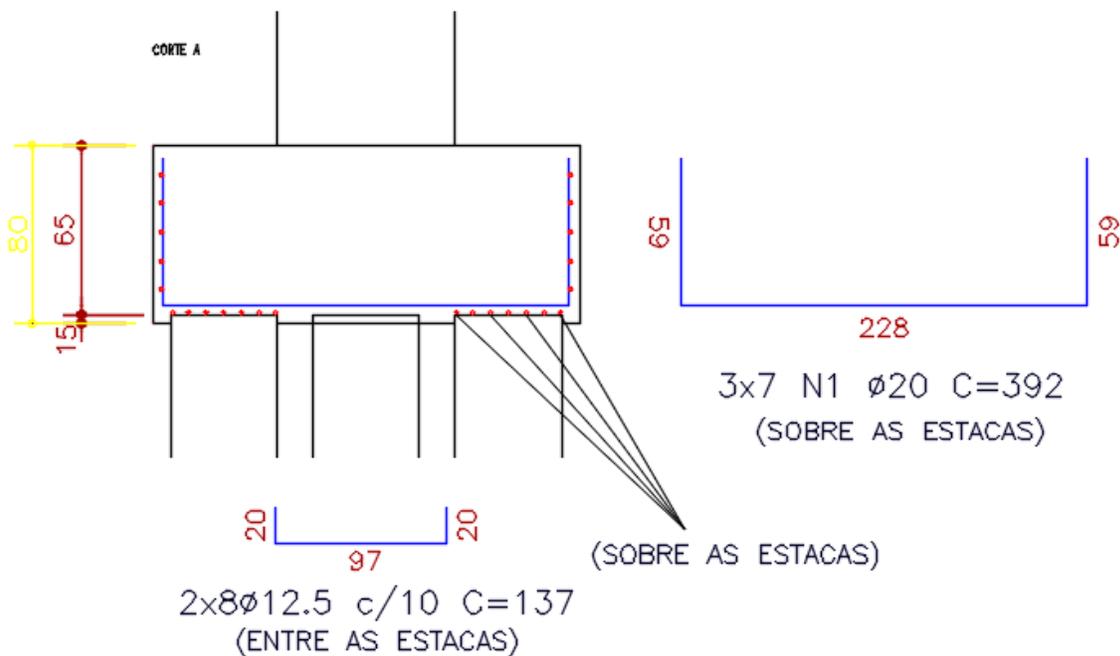


Figura 3.12 - Detalhamento do bloco sob o pilar M31 (Autoria própria)

3.5.4 – CASO DO PILAR P25

O P25 é o pilar com maior carga axial de toda a estrutura. Este é um dos pilares do fosso do elevador e é peça importante na rigidez da estrutura como um todo. Suas dimensões são de 222x20 cm e a carga máxima de solicitação é de 5523,1 kN. O P25 também resiste ao maior momento fletor atuante na estrutura, em x o valor é de -506,6 kN.m e em y, -39,0 kN.m. Para este caso, serão utilizadas quatro estacas de 70 cm de diâmetro unidas pelo bloco de coroamento. As forças horizontais são resistidas pelas vigas de travamento do bloco.

3.5.4.1 – CAPACIDADE DE CARGA

Os cálculos de capacidade de carga foram realizados a partir do método de Aoki-Velloso.

Método Aoki-Velloso									
Diâmetro	70	cm							
F1	3								
F2	3.8								
Área da ponta	0.38	m ²							
Perímetro	2.20	m							
Prof	Nspt méd	Solo	K	alfa	RL (kN)	RL acum (kN)	Rp (kN)	Rt (kN)	Radm (kN)
1	0	Aterro		0.02			0.00	0.00	0.00
2	4	Areia fina	730.00	0.02	0.00	0.00	374.58	374.58	187.29
3	6	Areia fina	730.00	0.02	35.49	35.49	561.87	597.36	298.68
4	4	Areia siltosa	680.00	0.02	54.31	89.79	348.93	438.72	219.36
5	4	Areia siltosa	680.00	0.02	36.20	126.00	348.93	474.92	237.46
6	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	15.66	141.66	84.67	226.32	113.16
7	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	15.66	157.32	84.67	241.98	120.99
8	2	Argila siltoarenosa	330.00	0.04	15.66	172.98	84.67	257.64	128.82
9	7	Areia siltosa	680.00	0.02	63.36	236.34	610.62	846.96	423.48
10	6	Areia siltosa	680.00	0.02	54.31	290.64	523.39	814.03	407.02
11	5	Argila	250.00	0.06	39.79	330.43	160.35	490.78	245.39
12	6	Areia siltoargilosa	630.00	0.02	52.50	382.93	484.90	867.83	433.92
13	11	Areia fina	730.00	0.02	97.59	480.52	1030.10	1510.62	755.31
14	3	Argila siltosa	260.00	0.05	20.31	500.83	100.06	600.89	300.45
15	4	Argila siltosa	260.00	0.05	27.08	527.91	133.41	661.33	330.66
16	4	Argila siltosa	260.00	0.05	27.08	555.00	133.41	688.41	344.21
17	34	Pedregulho	1000.00	0.01	275.47	830.47	4361.58	5192.04	2596.02
18	78	Pedregulho	1000.00	0.01	631.96	1462.42	10005.97	11468.40	5734.20

Tabela 3.5 - Tabela de capacidade de carga para estaca de 70 cm de diâmetro (Autoria própria)

O solo oferece pouca resistência à carga da estaca, assim a única solução é apoiar as estacas na camada indeslocável. A resistência lateral é muito baixa comparada à carga que cada estaca deve suportar.

A carga de catálogo das estacas hélice contínua com 70 cm de diâmetro é de 2450 kN, valor que é mais que suficiente para o suporte das cargas do pilar P25.

3.5.4.2 – RECALQUES

Não houve necessidade de cálculo de recalque.

3.5.4.3 – BLOCO DE COROAMENTO

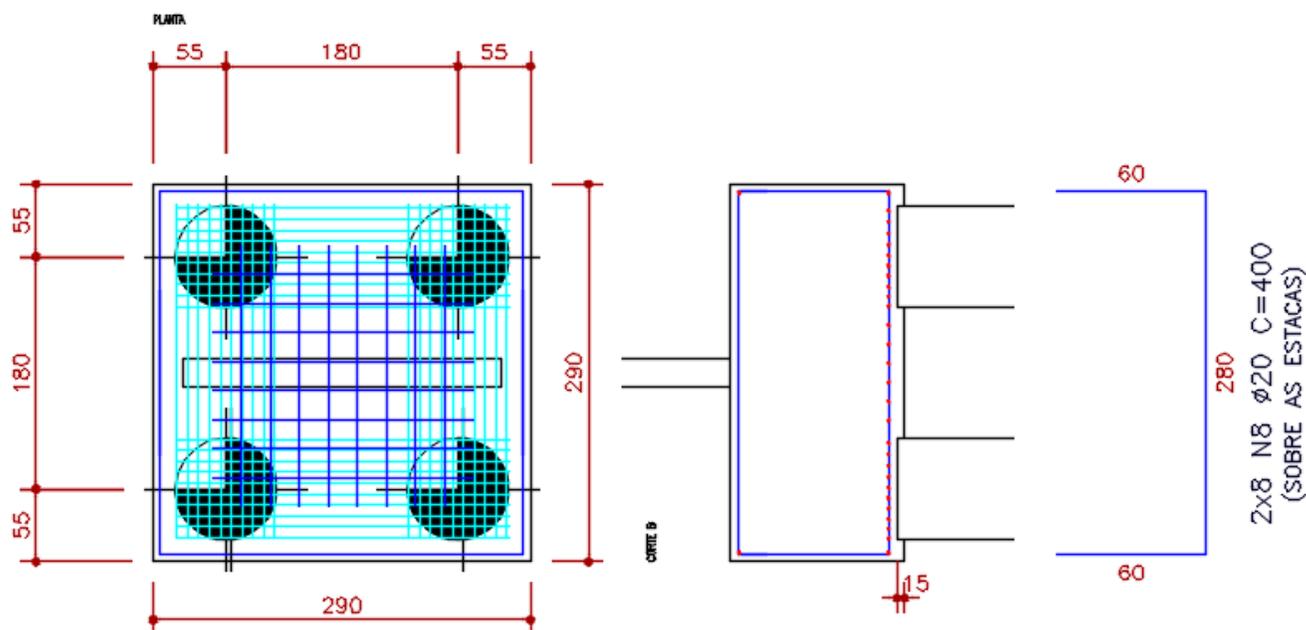
Para a união das quatro estacas, será executado um bloco de coroamento quadrado, locando o centro de massa no centro geométrico do bloco, dividindo igualmente as cargas para cada estaca.

O lado do bloco mede 290 cm e a altura do bloco é de 80 cm.

Devido aos momentos fletores, tanto em x quanto em y, há um acréscimo de carga em duas das quatro estacas, sendo que em uma destas estacas a carga atuante passa a ser de 1551 kN. Alguns autores sugerem que se faça os cálculos utilizando este valor para as quatro estacas, mas a margem de segurança utilizada no problema já é suficiente para cobrir este tipo de situação.

Existem algumas soluções para a armadura principal do bloco sobre 4 estacas, porém a de uso mais comum (e a adotada, neste caso) são as barras paralelas aos lados combinadas com uma malha no centro do bloco. Foram utilizadas barras de 20 mm de diâmetro para a armadura de lado e barras de 8 mm para a armadura em malha. Para a armadura de pele, foram utilizadas barras de 8 mm.

Os cálculos deste bloco estão apresentados nos anexos.



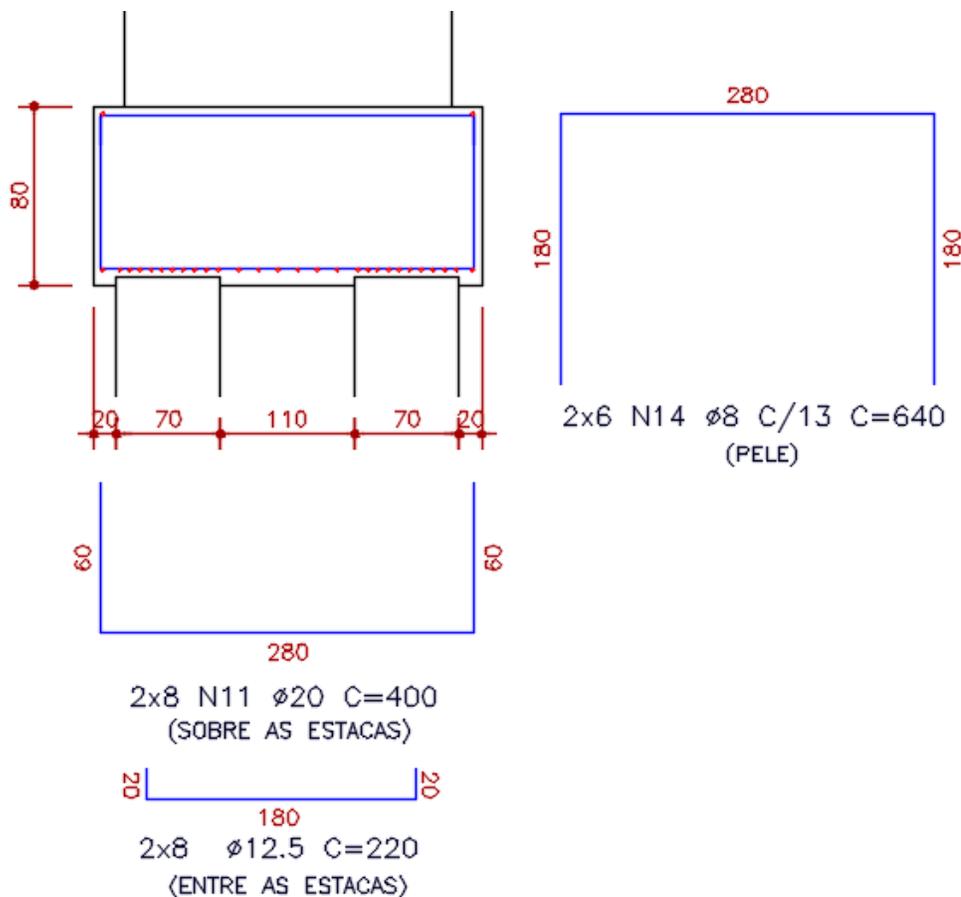


Figura 3.13 - Detalhamento do bloco sob o pilar P25 (Autoria própria)

3.5.5 – ANÁLISE DE VIABILIDADE

A solução por fundações profundas se mostrou eficiente no suporte das cargas. As perfurações não precisaram ser muito profundas pois a camada resistente não estava muito distante da superfície. Também as estacas de maior área, como as de 60 cm e 70 cm, provaram ser eficientes na resistência das cargas dos pilares de maior solicitação.

O consumo de materiais também é muito maior na solução por sapatas, como mostra a tabela 3.5 a seguir.

No entanto, é possível utilizar uma solução mista para o projeto de fundações, utilizando sapatas nos pilares de menor carga e estacas nos pilares de maior carga. Mas esta opção é descartada, pois, uma vez mobilizado o equipamento, a solução por estaca resolve melhor qualquer situação.

Portanto a solução por fundações profundas se mostrou a mais viável e eficiente.

Consumo de materiais para o pilar P25	Bloco (MBT) + estacas	Sapatas (MBT)
Volume de concreto (m ³)	30,1	75
Aço + 10 % (kg)	440	1210

Tabela 3.6 - Consumo de materiais para o pilar P25 (Autoria própria)

4 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. V. 1. P. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2010 - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2001 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502:1995 – Rochas e solos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036:1983 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – Comentários e Exemplos de Aplicação. Ed.: IBRACON, 2015.

BASTOS, P (2016). Notas de aula - Blocos de fundação. Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista.

BASTOS, P (2016). Notas de aula – Sapatas de fundação. Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista.

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

CINTRA, J.C.A.; ALBIERO, J.H. L'Effet de groupe sur modèles de pieux enfoncés dans le sable. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro, 1989. v. Especial. P. 5-6.

- CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. Fundações por estacas. São Paulo, Oficina de Textos. 2010.
- CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. Fundações diretas. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.
- DEINFRA: Instruções normativas para execução de sondagens – 1994.
- GODOY, N.S. Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.
- GODOY, N.S. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.
- MONTEIRO, P.F.F. Recravação de estacas tipo Franki. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo, 1991, v. 1, p. 276-284.
- PERLOFF, W.H. e BARON, W. Soil mechanics: principles and applications. New York: John Wiley and Sons, 1976.
- SCHMERTMANN, J.H. “Static cone to compute static settlement over sand”, Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 96(SM3), p. 1011-1043, 1970.
- SCHMERTMANN, J.H. “Estimating settlements”. Guidelines for cone penetration test – performance and design, Federal Highway Administration, FHWA-TS-78-208, Jul, Cap. 6, p. 49-56, 1978.
- SIMONS, N.E.; MENZIES, K.E. Introdução à engenharia de fundações. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.
- SKEMPTON, A.W. “The bearing capacity of clays”. Building Research Congress, v. 1, p. 180-189, 1951.
- SPERNAU, W (2010). Notas de aula – Estruturas de Fundações. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. “Análise, projeto e execução de fundações rasas”, in: HACHICH, W. et al. (ed.) Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, Cap. 7, p. 227-264, 1996.
- TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1943.

TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J.N. Theory of elasticity. New York: McGraw Hill Book, 1951.

VARGAS, M. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VELLOSO, P.P.C. fundações: aspectos geotécnicos. 3. Ed. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1981.
v. 3. p. 467-469.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. Fundações. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.

VESIC, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. Department of Civil Engineering, Duke University.

5 - APÊNDICE