

KÉVIN CARVALHO MENDES ALCANFÔR

**ANÁLISE DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO
EM USO DE UM ARMAZÉM DE GRÃOS**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II), do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA, orientado pelo Professor Esp. Euzir Pinto Chagas.

Palmas - TO

2015

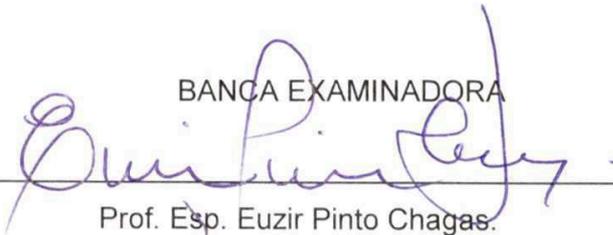
KÉVIN CARVALHO MENDES ALCANFÔR

ANÁLISE DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO
EM USO DE UM ARMAZÉM DE GRÃOS

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II), do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA, orientado pelo Professor Esp. Euzir Pinto Chagas.

Aprovada em de 2015

BANCA EXAMINADORA

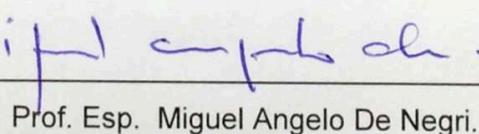


Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas.

Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos.
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Miguel Angelo De Negri.
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas - TO

2015

De forma especial aos meus pais por todos esforços e dificuldades que enfrentaram para me proporcionar a educação e assim como meus mestres, me despertaram o interesse pelo estudo.

AGRADECIMENTOS

Ao meu pai, Cesar Alcanfôr, pelas dicas e contribuições para todo o desenvolvimento deste trabalho.

À minha mãe, Carlismaria Alcanfôr, pela paciência e auxílios ofertados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu orientador, professor Euzir Chagas pelo auxílio e horas dedicadas ao longo deste período.

Demonstro minha imensa gratidão ao professor Edivaldo Alves pela atenção dedicada e todo conhecimento transmitido para a realização deste trabalho, tendo a certeza que tais conhecimentos estarão presentes em toda a minha carreira.

Aos amigos, aos que conheci na faculdade, juntos enfrentamos toda a dificuldade deparada no período acadêmico. Sem esquecer os de longa data, por estarem presentes nos mais diversos momentos.

De maneira geral e sem exceções, agradeço a todo corpo docente do departamento de engenharia civil do CEULP/ULBRA, pelos ensinamentos que levarei pela minha vida civil e profissional.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	6
1.1	Objetivos	8
1.1.1	Objetivos Gerais	8
1.1.2	Objetivos Específicos.....	8
1.2	Justificativa.....	9
1.3	Problema.....	10
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	11
2.1	Caracterização do Solo	11
2.2	Capacidade de Carga	13
2.2.1	Métodos estáticos	15
2.2.2	Provas de carga.....	22
2.2.3	Métodos dinâmicos	22
2.3	Tipos de Fundação	22
2.3.1	Fundação rasa	24
2.3.2	Fundação Profunda	26
2.4	Dimensionamento de Sapatas Isoladas.....	29
2.4.1	Tensão admissível	29
2.4.2	Dimensões da sapata	30
2.4.3	Ancoragem	34
2.4.4	Verificações	34
2.5	Dimensionamento de Estaca Escavada.....	35
2.5.1	Carga admissível	35
2.5.2	Dimensionamento geométrico da estaca.....	36
2.6	Custos e Riscos	38
3.	METODOLOGIA.....	39
3.1	Laudo de Sondagem.....	40
3.2	Capacidade De Carga do Solo.....	41
3.3	Opções e Alternativas	44
3.4	Dimensionamento das Estacas.....	43

3.5	Dimensionamento das Sapatas	44
3.6	Análise dos Resultados.....	48
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	49
4.1	Análise dos Dados	49
4.2	Capacidade de Carga do Solo	49
4.3	Dimensionamento das Estacas.....	50
4.4	Alternativas Construtivas	52
4.5	Dimensionamento das Sapatas	52
5.	CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	57
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	59
	APÊNDICE I - Projeto sapata P01	61
	APÊNDICE II - Projeto sapata P02 e P03.....	62
	ANEXO I - Laudo de sondagem.....	63
	ANEXO II - Planta de carga e locação dos pilares	64
	ANEXO III - Projeto dos pilares.....	65
	ANEXO IV - Armação das estacas executas	66
	ANEXO V - Projeto arquitetônico do armazém	67

ALCANFÔR, K. C. M. **Análise dos elementos de fundação do projeto executivo em uso de um armazém de grãos**. Palmas-TO: Curso de Engenharia Civil. Centro Universitário Luterano de Palmas. 2015. 68 p. Trabalho de Conclusão de Curso

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo analisar os elementos de fundação do projeto já executado de um armazém. Durante a etapa de dimensionamento, para o referido projeto em desenvolvimento deve ser elaborado para atender todas as necessidades da edificação, não sendo excessivamente robusto nem equivocadamente subdimensionado, devendo buscando-se o equilíbrio. Em vista disto, verificou-se o dimensionamento dos elementos de fundação executados e posteriormente dimensionado para o referido estudo alternativas para o projeto. A metodologia adotada deu-se por científica experimental, cartesiano, ao mesmo tempo descritivo. Para a elaboração do estudo foi realizado um estudo bibliográfico buscando os autores mais renomeados no assunto para elaborar a metodologia. Mensurou-se a capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos, adotando os principais autores da literatura, as estacas dimensionadas seguiram a metodologia desenvolvida pelo autor Urbano Alonso. Para as sapatas adotou-se o modelo linear de dimensionamento. Os resultados obtidos para as estacas, mostraram-se inferiores aos executados, deu-se também o dimensionamento de sapatas, todos os elementos dimensionados para o referido projeto apresentaram a necessidade de utilização de seções mínimas de aço. Concluiu-se através da análise dos resultados um projeto executado superdimensionado, através de elementos de fundação robustos para um solo com ótima resistência inicial onde caberia a utilização de elementos mais simples como sapatas.

Palavras-chave: Armazém; Fundação; Superdimensionamento; Estacas; Sapatas.

ABSTRACT

This study aimed to analyze the foundation elements of the project already run a warehouse. During the dimensioning stage, for such development project must be prepared to meet all the building requirements, not being overly robust or mistakenly undersized and shall seeking to balance. In view of this, there is executed the dimensioning of foundation members and further dimensioned for said study to design alternatives. The methodology used was given by experimental science, Cartesian, at the same time descriptive. To prepare the study was conducted a bibliographic study seeking the most renowned authors on the subject to prepare the methodology. Measured the load capacity from semi-empirical methods, adopting the principal authors of literature, sized stakes followed the methodology developed by the author Urbano Alonso. For shoes foundation adopted the linear model of design. The results obtained for the stakes were inferior to run, also gave sizing shoes, all elements dimensioned for said design presented the need to use minimum sections of steel. We conclude by analyzing the results of a project run oversized, through robust foundation elements for a ground with great initial resistance which would fit the use of simple elements such as shoes foundation.

Key-words: Warehouse; Foundation; Oversize; Stakes; Shoe Foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Fundação rasa: sapata isolada.....	24
Figura 02: Fundação rasa: bloco.	25
Figura 03: Fundação rasa: radier.....	26
Figura 04: Fundação profunda: tubulão.....	27
Figura 05: Fundação profunda: caixão.	27
Figura 06- Fundação profunda: estacas com seção quadrada e circular respectivamente	28
Figura 07- Dimensões em planta da sapata	30
Figura 08- Foto aérea do armazém objeto de estudo do trabalho	39
Figura 09- Locação dos furos de sondagem.....	41
Figura 10: Tabela para cálculo da capacidade de carga do solo segundo o método de Aoki e Velloso.	42
Figura 11: Tabela para cálculo da capacidade de carga do solo segundo o método de Décourt e Quaresma.....	42
Figura 12: Tabela para cálculo da capacidade de carga do solo segundo o método de Teixeira.	42
Figura 13- Armaduras das estacas prontas para serem inseridas.....	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Classificação do solo em função da granulometria.....	12
Tabela 02: Peso específico de solos argilosos.....	16
Tabela 03: Coeficiente de Empuxo K e ângulo de atrito δ	17
Tabela 04: Peso específico de solos arenosos.....	17
Tabela 05: Coeficientes K e α	19
Tabela 06: Coeficiente F1.....	19
Tabela 07: Fator característico do solo C.....	20
Tabela 08: Valores do parâmetro β	21
Tabela 09: Valores do Parâmetro α	21
Tabela 10: Tipos de Estacas.....	29
Tabela 11: Estaca escavada.....	36

Lista de abreviaturas e símbolos

- NBR : Norma brasileira;
- SPT : Standard penetration test;
- R : Capacidade de carga;
- CS : Coeficiente de segurança global;
- P : Carga admissível, onde o valor da capacidade de carga e o valor médio são iguais ao valor da capacidade de carga;
- RI : Resistência ao atrito lateral ou fuste;
- Rp : Resistência de Ponta;
- D : Diâmetro do elemento de fundação;
- L : Comprimento;
- σ : capacidade de carga da última parcela de solo que irá apoiar a estrutura;
- Ap : Área da seção transversal;
- c : valor médio da coesão da camada de apoio da ponta da estaca;
- q : Tensão vertical efetiva na cota de apoio da base da estaca;
- U : Perímetro da estaca;
- A : Fator de adesão do solo à estaca;
- ΔL : Espessura dos diferentes horizontes de solo;
- Fs : Atrito lateral do fuste;
- K : Coeficiente de empuxo;
- r_l : Tensão média de adesão ou de atrito lateral;
- rp : Capacidade de carga junto à ponta;
- CPT : Ensaio de penetração estática;
- Np : Índices de resistência à penetração na cota de apoio do elemento estrutural de fundação;
- NI : Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δl ;
- C : Fator característico do solo;
- α : Relativo à resistência de ponta;
- β : Relativo à resistência de atrito lateral.

KN : Quilo Newton;

cm : Centímetros;

σ_{adm} : Tensão admissível do solo;

Nspt : valor médio dos números de golpes aplicados no ensaio SPT;

MPa : Mega Pascal;

A_{sap} : Área da sapata;

Nd : Carga do pilar majorada em 10%;

As : Dimensão em planta, horizontal da sapata;

Bs : Dimensão em planta, vertical da sapata;

Fck : Resistência característica do concreto;

m : metro;

d : altura da sapata;

Tx : Tração na armadura da sapata no eixo x;

Ty : Tração na armadura da sapata no eixo y;

Fyk : Resistência de escoamento do aço;

As'x : Seção de aço no eixo x

As'y : Seção de aço no eixo y;

Cb : Balanço das laterais da sapata;

La : Comprimento do gancho de ancoragem;

W : Recalque previsto;

σ_{lim} : Tensão limite;

σ_{trab} : Tensão de trabalho;

M : Momento atuante na sapata;

σ : Tensão de compressão;

KPa : Quilo Pascal;

Km : Quilometro;

P1 : Pilar 01;

Tf : Tonelada força;

mm : Milímetros.

1. INTRODUÇÃO

Salientando o quão importante é a fundação para a edificação, busco com este trabalho científico relacionar toda a teoria da engenharia com a realidade, que muitas vezes encontramos na prática em nossa carreira profissional.

Neste contexto planejo fazer um estudo de caso, analisando o projeto de fundação de armazém de soja, executado na construção da unidade de recebimento e armazenamento de grãos, localizada no parque industrial da cidade de Porto Nacional- Tocantins, apresentando o dimensionamento dos elementos estruturais da referida edificação para então comparar com o projeto executivo já em uso e estabelecer parâmetros de comparação entre as alternativas empregadas em sua execução com o disponível no mercado.

Fundação, por definição literal, advém do latim, faz alusão à ação ou ao efeito de fundar (estabelecer, criar ou edificar algo), termo associado à engenharia e arquitetura.

Estruturas que compõem a infraestrutura da edificação, componentes que transmitem toda carga gerada e sofrida pela edificação para o solo, ficando em contato direto com este meio. Partindo desse princípio, temos a necessidade de estudar e conhecer o mínimo a respeito destes elementos. Na engenharia civil não importa a atuação, seja a fase de projeto ou execução, existe a possibilidade de se deparar com casos que requeiram o conhecimento a respeito do assunto.

A fundação não é tratada com a mesma importância que o projeto estrutural pelos profissionais, que pela elevada complexidade de dimensionamento, os quais acabam se dedicando mais aos projetos estruturais, deixando em segundo plano os projetos de fundação. Mas a fundação também necessita de atenção especial, pois pode levar toda estrutura ao colapso se não for analisada corretamente. Assim, tanto o solo que irá receber as solicitações quanto os elementos de fundação necessitam desta atenção.

E o elemento estrutural que tem por função transmitir a carga da estrutura ao solo sem provocar ruptura do terreno de fundação ou do próprio elemento de ligação e cujos recalques passam ser satisfatoriamente absorvidos pelo conjunto estrutural. Disponível em: <

http://www.ufrgs.br/demin/discipl_grad/geologia2/material/Fundacoes-ppt.pdf. (Acesso em: abr. 2015)

Estes elementos se dividem em duas vertentes; fundações profundas e fundações rasas que por sua vez englobam diferentes técnicas de execução de diferentes estruturas. A NBR 6122/2010 definiu como sendo fundações rasas, estruturas que distribuem a carga transmitida pela edificação essencialmente pela pressão de sua base, onde a sua base seja inferior a duas vezes o seu comprimento. Já fundações profundas são definidas como estrutura que distribuem a carga transmitida pela edificação através da base (resistência de ponta), pelo contato da superfície lateral com o solo (resistência de fuste) ou pela combinação de ambas.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivos Gerais

Dimensionar a fundação para a obra executada do armazém de grãos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar as opções de fundações existentes para o empreendimento executado.
- Analisar a fundação executada no caso estudado.
- Comparar os resultados obtidos neste projeto com a fundação dimensionada no projeto executivo.

1.2 Justificativa

A execução da fundação compatível e eficiente ao tipo de estrutura a ser suportado é de crucial importância em projeto, em vista disso deve-se estudar o melhor caso a ser aplicado, estudando o solo no qual a estrutura irá se apoiar, podendo sofrer recalque previsto.

O elemento de fundação inadequado ao projeto pode acarretar em diversos problemas, estes podem surgir antes ou após a finalização da execução do projeto. Em virtude disso busca-se dimensionar e observar se a escolha feita na execução de tal projeto foi a melhor alternativa escolhida com base principalmente na análise da capacidade de carga do solo.

Podendo ser destacado que este estudo de caso é muito importante na vida acadêmica, pois permite o acadêmico relacionar o conteúdo aprendido em sala de aula com a vivência prática.

1.3 Problema

É importante salientar o quão é comum encontrarmos divergências durante a execução do projeto de fundação, seja o surgimento de água, oriunda do lençol freático ou mesmo a presença de solo diferente ao que constava no laudo de sondagem. Daí a constante necessidade de mudanças e adaptações de projeto, as quais podem ser feitas na obra ou em escritório.

Neste contexto, o questionamento que nos levou a desenvolver este estudo se concentra no projeto de fundação executado, como:

- O projeto foi dimensionado corretamente?
- Houve necessidade de adequação do projeto a realidade encontrada no local?

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Caracterização do Solo

Segundo PINTO (2006) o projeto de fundação abrange as cargas geradas pela edificação e a transfere para o solo. Cada solo tem características diferentes, tendo assim diversas respostas a cada caso.

Segundo BUENO E VILAR (1979) foi no início do século XX que se observou a grande necessidade de se fazer estudos mais profundos da mecânica dos solos. Isso se deve principalmente ao grande avanço da engenharia, com ênfase na área de estruturas. O mau dimensionamento das fundações foi a principal causa de catástrofes ocorridas em obras com projeto estrutural mais arrojado. Foi na Holanda e Suécia que se observou o maior interesse e necessidade de se fazer investigações geotécnicas no subsolo. A partir deste ponto, em 1913 foi criada na Suécia a Comissão Geotécnica das estradas de Ferro da Suécia, momento no qual se começou a utilizar o termo “Geotécnico”.

PINTO (2006) afirma que a grande variedade e diversidade dos comportamentos do solo em resposta a solicitações de obras civis, fizeram com que eles fossem agrupados em conjuntos distintos tornando possível a admissão de propriedades.

YAZIGI (2009) origina o solo como materiais oriundos da crosta terrestre gerado a partir da decomposição das rochas, normalmente por agentes geológicos, seja também pela sedimentação dos grãos que constituem as rochas.

BUENO E VILAR (1979) cita que os solos são caracterizados na maioria das vezes pelas duas fases; sólida e líquida, enquanto a gasosa era enquadrada como porosidade. Porém, para fazer a análise do comportamento real desta massa existe a necessidade de incluir a porcentagem e a forma de distribuição das outras fases que compõem o maciço de solo.

PINTO (2006) caracteriza os solos através de alguns requisitos, entre eles o tamanho da partícula que o compõem, a partir desta caracterização os solos recebem

denominações respeitando faixas de granulometria, esses intervalos podem mudar de acordo com o sistema utilizado para fazer a classificação.

O Brasil elaborou a classificação NBR 6502/1995, que estabelece as classes de solo.

Tabela 01: Classificação do solo em função da granulometria.

Areia	De 4,8 mm a 0,05 mm
Silte	De 0,05 mm a 0,005 mm
Argila	Menor que 0,005 mm

Fonte: Do autor.

Os solos granulares podem ser definidos como pedregulhos ou areias, conforme qual destas duas frações granulométricas predomine. Quando as partículas são essencialmente do mesmo diâmetro, ou pouco difere em tamanho, os solos são considerados como mal graduados. Solo bem graduado é composto de partículas em quantidades tais de cada tamanho que os vazios formados pelas maiores são preenchidos pelas partículas menores, sucessivamente.

Para se caracterizar o solo para elaboração de projetos existem diversas opções. HACHICH ET AL (1998) afirma que o mais utilizado em escala mundial é a sondagem de simples reconhecimento a percussão (SPT), fornecendo informações essenciais para a elaboração do projeto de fundações, o tipo de solo através da retirada de amostras a cada metro, a resistência oferecida pelo solo à cravação do amostrador a cada metro, e informações quanto ao nível de água no horizonte de solo estudado.

Este ensaio realiza-se primeiramente pela determinação dos pontos de sondagens, tanto a disposição quanto a quantidade de furos é determinada pelas normas brasileiras, que também recomenda evitar ao máximo a locação de furos alinhados. De início, monta-se a estrutura de quatro apoios sobre o local do furo, esta estrutura apresenta na parte superior roldanas e uma corda, na extremidade da corda fica o cilindro amostrador. Retira-se o primeiro metro de solo do furo antes de iniciar o ensaio, a partir deste ponto os golpes são executados na primeira linha de solo, através da queda livre do cilindro de altura de 75 cm, esse processo é realizado até ocorrer a penetração de 45 cm no solo, conta-se o número de golpes necessários para

a cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45, para então partir para a profundidade de 1 metro seguinte ao ensaiado, retirando a cada metro de solo amostras para caracterizar o tipo de solo encontrado. O ensaio é executado até que sejam necessários mais de quarenta e cinco golpes para vencer cada camada de 15 cm de solo.

SCHANID (2000) fez observações referentes às investigações geotécnicas, relacionadas diretamente ao pré-projeto de fundações. Pode ser citada:

- A informação solicitada nem sempre é a informação necessária;
- A informação necessária nem sempre pode ser obtida;
- A informação obtida nem sempre é suficiente;
- A informação suficiente nem sempre é economicamente viável.

2.2 Capacidade de Carga

YAZIGI (2009) definiu a capacidade de carga em fundações como carga que gera recalques admissíveis na estrutura, e no solo gera rupturas que estejam dentro do parâmetro de segurança. Ele ainda complementa afirmando que é chamado de recalque admissível quando a estrutura for analisada para assim se saber o seu grau de sensibilidade. O autor cita três tipos de métodos de cálculo do recalque, que são:

Métodos Estáticos: Podendo ser teórico, quando se busca a construção do cálculo com base na Mecânica dos Solos, ou se buscados modelos práticos in situ ele será considerado semi-empíricos. Quando analisado a resistência de ponta e o atrito lateral, deve-se considerar a técnica e suas peculiaridades. No caso de tubulões, se forem alargados, o atrito lateral será desprezado;

- Provas de Carga: Quando se obtém a capacidade de carga através do ensaio de carga, neste caso o fator de segurança a se considerar é igual a dois;
- Métodos Dinâmicos: A capacidade de carga será estimada através da observância do comportamento da estaca durante a sua cravação.

CINTRA E AOKI (1999) definiram a capacidade de carga como força correspondente a máxima resistência que a fundação suporta antes de ocorrer a ruptura do sistema, seja ele a fundação, estaca ou tubulão, seja ele o solo. Os autores afirmam que a verificação do estado limite último do solo serve para a verificação da carga admissível. Sobre esta verificação, ela pode ser executada através de três métodos. O primeiro consiste em cargas admissíveis fixas. Utilizando os dados de sondagem calculamos o comprimento das estacas, através da seguinte fórmula:

$$R = CS.P \quad \text{(Equação 01)}$$

Onde:

R : Capacidade de carga;

CS : Coeficiente de segurança global;

P : Carga admissível, onde o valor da capacidade de carga e o valor médio são iguais ao valor da capacidade de carga.

Resumidamente, esta análise se restringe ao valor do comprimento encontrado para as estacas.

O segundo método se tem por base como um valor fixo de profundidade para todos os elementos, com os dados dos furos de sondagem, calcula-se os valores da capacidade de carga para então se ter média destes valores.

$$P = \frac{R_{med}}{CS} \quad \text{(Equação 02)}$$

O terceiro método adota um critério para a profundidade, como o SPT, por exemplo, em cada furo se calcula a profundidade e a capacidade de carga, utilizando a mesma fórmula do método anterior. A capacidade de carga do elemento de fundação é a somatória da resistência lateral com a resistência de ponta do elemento de fundação.

$$R = Rl + Rp \quad \text{(Equação 03)}$$

$$Rl = fs \text{ med. } Sl \quad \text{(Equação 04)}$$

$$Sl = \pi . D . L \quad \text{(Equação 05)}$$

Onde:

R_l : Resistência ao atrito lateral ou fuste;

R_p : Resistência de Ponta;

D : Diâmetro do elemento de fundação;

L : Comprimento.

$$R_p = \sigma_r \cdot A_p \quad \text{(Equação 06)}$$

Onde

σ_r : capacidade de carga da última parcela de solo que irá apoiar a estrutura;

A_p : Área da seção transversal.

Para estacas escavadas, a NBR 6122/2010 define que em situações normais, deve ser respeitada a seguinte condição para carga admissível:

$$P \leq \frac{R_l}{0,8} \quad \text{(Equação 07)}$$

Quando existir a possibilidade da fundação assentada sobre rocha, deve-se respeitar a seguinte condição de segurança:

$$P \leq \frac{R_p}{3} \quad \text{(Equação 08)}$$

A NBR 6122/2010 designa três métodos para obter a capacidade de carga dos elementos de fundação, são eles os métodos estáticos que se dividem em dois, fórmulas teóricas e métodos semi-empíricos, provas de carga e os métodos dinâmicos.

2.2.1 Métodos estáticos

➤ Fórmulas Teóricas

Aplicadas apenas em casos de solos argilosos ou arenosos.

A NBR 6122/2010 recomenda um coeficiente de segurança para valores de capacidade de carga de valor igual a dois, já os autores CINTRA E AOKI (1999) recomendam o uso de valor igual a três.

- **Fundações em argila:**

CINTRA E AOKI (1999) utilizam a seguinte equação para determinar a resistência de ponta:

$$R_p = (9 \cdot c + q) \cdot A_p \quad \text{(Equação 09)}$$

Onde:

c : valor médio da coesão da camada de apoio da ponta da estaca;

q : Tensão vertical efetiva na cota de apoio da base da estaca;

A_p : Valor da seção transversal.

Os autores Teixeira e Godoy (1996) adotam método de cálculo para determinar os valores da coesão da camada de apoio e a tensão vertical efetiva. Para a coesão, adota-se a seguinte equação; onde N equivale ao índice de resistência à penetração do SPT:

$$c = 0,001 \cdot N \quad \text{(Equação 10)}$$

Valor dado em MPa. Já para a tensão vertical, o cálculo é baseado na tabela que relaciona o número de golpes do SPT com a consistência da argila para determinar o peso específico do solo.

Tabela 02: Peso específico de solos argilosos.

N (golpes)	Consistência	γ (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy, 1972.

CINTRA E AOKI (1999) apresentara a seguinte equação para cálculo da resistência lateral:

$$Rl = U \cdot \Sigma(\alpha \cdot c \cdot \Delta L) \quad \text{(Equação 11)}$$

Onde:

- U : Perímetro da estaca;
- A : Fator de adesão do solo à estaca;
- c : Coesão da argila;
- ΔL : Espessura dos diferentes horizontes de solo.

- **Fundações em Areia:**

Cintra e Aoki (1999) apontam a seguinte equação para determinar o valor máximo do atrito lateral do fuste:

$$f_s = K \cdot \gamma \cdot (15D) \cdot \text{tg } \delta \quad \text{(Equação 12)}$$

Para determinar o valor do coeficiente de empuxo (K), diversos autores recomendam e adotam o uso da seguinte tabela:

Tabela 03: Coeficiente de Empuxo K e ângulo de atrito δ .

Tipo de Estaca	K		δ
	Areia Fofa	Compacta	
Metálica	0,5	1	20°
Pré-moldada de concreto	1	2	3/4 φ
Madeira	1,5	4	2/3 φ

Fonte: Broms, 1966.

Para a capacidade de carga de ponta, temos a equação que a determina:

$$R_p = (q \cdot N_q) \cdot A_p \quad \text{(Equação 13)}$$

Para determinar o peso específico da areia também remetemos a tabela.

Tabela 04: Peso específico de solos arenosos.

N (golpes)	Compacidade	Y (kN/m ³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco Compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito Compacta			

Fonte: Godoy, 1972.

➤ Métodos Semi-empíricos

As fórmulas podem apresentar falhas, por este motivo muitos autores as determinaram através de modelos ensaiados. Pelo fato de terem sido elaborados através de tentativas, estes métodos são eficientes na maioria dos casos. No Brasil os métodos mais utilizados são dos autores Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma.

• Aoki e Velloso

Aoki desenvolveu junto com Velloso o seguinte método para cálculo apresentado na publicação de Cintra e Aoki (1999). Em que a capacidade de carga (R) é composta pela somatória da Resistência lateral (Rl) com a resistência de ponta (Rp).

$$Rl = U \cdot \sum_l^n (r_l \cdot \Delta l) \quad \text{(Equação 14)}$$

$$Rp = r_p \cdot A_p \quad \text{(Equação 15)}$$

Onde:

r_l : Tensão média de adesão ou de atrito lateral;

Δl : Espessura do maciço de solo;

U : Perímetro da seção transversal do fuste;

A_p : Área da seção transversal.

Observamos que não é comum a realização do ensaio de penetração estática (CPT), apenas o de SPT, por este motivo determinamos os valores de (r_p) e (r_l) pela seguinte equação:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad \text{(Equação 16)}$$

$$r_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \quad \text{(Equação 17)}$$

Em que:

N_p : Índices de resistência à penetração na cota de apoio do elemento estrutural de fundação;

N_l : Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δl ;

F1 : Valor obtido através da tabela 06;

F2 : Valor correspondente ao dobro do valor adotado para F1.

Tabela 05: Coeficientes K e α .

Tipo de solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

Tabela 06: Coeficiente F1.

Tipo de estaca	F1
Franki	2,5
Metálica	1,75
Pré-moldada	1+D/0,80
Escavada	3,0
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

Com os valores médios dos elementos isolados de fundação e coeficiente de segurança mínimo de dois, obtém-se a carga admissível (P).

$$P \leq \frac{R}{2} \quad \text{(Equação 18)}$$

- **Décourt e Quaresma**

Cintra e Aoki (1999) descreve a notoriedade do método de Décourt e Quaresma, a dupla brasileira foi premiada em 1982 em simpósio internacional, o método de cálculo apresentado pela dupla foi o que mais se aproximou da capacidade de carga real, utilizando apenas os dados do ensaio de SPT do solo em questão.

$$Rl = r_l \cdot U \cdot L \quad \text{(Equação 19)}$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad \text{(Equação 15)}$$

$$r_l = 10 \cdot \left(\frac{Nl}{3} + 1 \right) \quad \text{(Equação 20)}$$

$$r_p = C \cdot N_p \quad \text{(Equação 21)}$$

Onde:

Rl : Resistência ao atrito lateral;

R_p : Resistência de ponta;

r_l : Tensão média de adesão ou de atrito lateral, dado em KPa;

r_p : Capacidade de carga junto à ponta;

C : Fator característico do solo (Tabela 07);

Nl : compreende o intervalo de $3 \leq Nl \leq 15$ somente para estacas Strauss e tubulões a céu aberto;

N_p : Resistência à penetração na ponta da estaca, obtido pela média de três valores, correspondente ao nível da ponta, nível imediatamente superior e inferior.

Tabela 07: Fator característico do solo C.

Tipo de Solo	C (Kpa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt-Quaresma, 1978.

Posteriormente Décourt introduziu os fatores α e β nas equações de resistência de ponta e lateral respectivamente, obtendo a seguinte equação geral para determinar a capacidade de carga do solo:

$$R = \alpha \cdot c \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{Nl}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot l \quad \text{(Equação 22)}$$

A carga admissível é encontrada através de coeficiente de segurança global, aplicado ao valor médio das capacidades de carga encontradas, dada pela equação de número 18, na página 19.

Tabela 08: Valores do parâmetro β .

Tipo de Estaca	β (Kpa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira, 1996.

Tabela 09: Valores do Parâmetro α .

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Tipo de estaca - α (Kpa)			
	Pré-Moldada e Perfil Metálico	Franki	Escava da a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira, 1996.

- **Teixeira**

Teixeira desenvolveu em 1996 nova forma prática para o cálculo da capacidade de carga, unificando vários métodos, tornando apenas uma equação.

$$R = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_l \cdot U \cdot L \quad \text{(Equação 23)}$$

Onde:

N_p : Valor médio do índice de resistência à penetração, dentro do intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um abaixo;

N_l : Valor médio do índice de SPT ao longo do fuste da estaca;

α : Valor da tabela 09, relativo à resistência de ponta;

β : Valor da tabela 08, relativo à resistência de atrito lateral.

2.2.2 Provas de carga

A NBR 6122/2010 determina que para estacas pré-moldadas de concreto, as provas de carga estática devem ser executadas em no mínimo 1% da quantidade total de mesma característica, respeitando o mínimo de 1 estaca. Para as estacas escavadas, em quantia superior a 100 estacas, com carga de trabalho acima de 3000KN, é recomendada a execução de ao menos uma prova de carga.

A norma ainda diz que os ensaios devem ser realizados durante a cravação das primeiras estacas, para permitir a execução de soluções em tempo hábil, pois o resultado da prova de carga não for satisfatório, deverá ocorrer a revisão de todo processo e até mesmo a escolha de outros tipos de fundação. A norma recomenda paralisar o ensaio e tomar os resultados quando ocorrer à ruptura nítida do solo.

2.2.3 Métodos dinâmicos

A NBR 6122/2010, define estes métodos como forma de estimativa da capacidade de carga, que se baseiam em previsões.

Em estacas pré-moldadas de concreto, a norma diz que deve ser feito ensaio dinâmico em pelo menos 3% das estacas ou em número mínimo de três estacas.

Os métodos dinâmicos podem ser as chamadas fórmulas dinâmicas ou a equação da onda.

2.3 Tipos de Fundação

Fundações são estruturas responsáveis por transferir a carga gerada pela estrutura para o solo. Na atualidade temos grande variedade de tecnologia e processos de diferentes tipos de execução, podendo assim atender a diversas necessidades específicas que podemos observar nos diversos tipos de construções. Elas estão obrigatoriamente presentes em todas as edificações.

JOPPERT JUNIOR (2007) comenta que a etapa da fundação não chega a ser o elemento mais caro da obra, com variação entre 3% e 7% do custo do empreendimento. O autor também completa afirmando a importância de se ter criteriosa análise técnica e econômica das alternativas.

Para VELLOSO e LOPES (2011) é importante o conhecimento em geologia de engenharia para execução de obras em regiões desconhecidas, obras extensas, como refinarias, obras grandes, pois o engenheiro de fundações pode encontrar problemas que necessitem rápida resolução.

Os autores distinguem fundações rasas de fundações profundas a partir de um critério que para eles é arbitrário, onde a fundação profunda que não apresente a ruptura de sua base surgindo a partir da superfície do terreno. Pelo fato dos mecanismos de ruptura de base chegue acima da fundação, por via de regra atinja duas vezes a sua menor dimensão. Podemos afirmar de maneira mais clara e concisa a diferença entre fundação rasa e profunda, onde fundações rasas são estruturas que tem a sua resistência resumidamente na sua base, nomeado como resistência de ponta (RP). Por sua vez fundações profundas são estruturas que obrigatoriamente tem como principal mecanismo de resistência, a resistência pelo atrito lateral, nomeado como resistência de fuste (RF). Mas todas as estruturas que tenham a sua altura maior que duas vezes a sua base e pelo menos três metros de profundidade são caracterizados como fundações profundas.

Para HACHICH ET AL (1998) para se desenvolver o projeto de fundações, se faz necessário algumas etapas, sendo elas:

- Topografia da área: Fazer o levantamento planialtimétrico do terreno e estudo da região de tudo que possa impactar a obra;
- Dados geológico-geotécnicos: Análise completa do subsolo, dando preferência pelas etapas preliminares e complementares;
- Dados da estrutura a construir: Uso que se dará da edificação, o sistema estrutural a ser implantado e a planta de carga que será distribuída para as fundações da edificação;

- Dados sobre construções vizinhas: Tipo de estruturas e fundações, número de pavimentos e as consequências sobre as estruturas destas edificações geradas pela nova construção.

Para JOPPERT JUNIOR (2007) a parte básica do controle da qualidade da execução de fundação parte na escolha das melhores soluções, tanto técnica quanto econômicas e abordando o detalhamento do projeto executivo. Na execução do projeto não é difícil de encontrar a necessidade de alteração, vez que surgem interferências e erros preliminares a esta etapa.

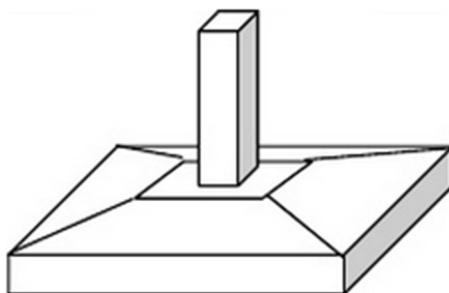
2.3.1 Fundação rasa

YAZIGI (2009) descreve fundações rasas como elementos que transferem a carga ao terreno pela pressão de sua base, onde a sua profundidade de assentamento não ultrapasse a duas vezes a sua maior dimensão. Para o autor, são fundações: sapatas, blocos, sapatas associadas, radiers, vigas de fundações.

- **Sapatas**

HACHICH ET AL (1998) definiu a sapata como elemento de apoio em concreto armado, com altura menor que os blocos de fundação. Os formatos mais usuais de sapata são quadrados, retangulares e corridas. Se estas tiverem proximidade de uma ou mais sapata, elas acabam sendo associadas. Nesses elementos, as tensões neles produzidas são resistidos pelo aço empregado em sua concepção ao invés do concreto.

Figura 01: Fundação rasa: sapata isolada.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

A NBR 6122/2010 determina que as dimensões em planta da sapata, não devem ser inferiores a sessenta centímetros e sua profundidade de assentamento deve ser de no mínimo 1,50 metros de profundidade.

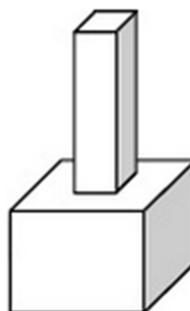
A NBR 8118/2014 divide estes elementos em duas características rígidas e flexíveis. As rígidas são caracterizadas pela sua trabalhabilidade quanto flexão admitindo a presença da tração em toda a extensão da base. Resistem também ao cisalhamento nas duas direções e não ocorre a ruptura pelo cisalhamento na diagonal.

As sapatas flexíveis têm o seu uso mais incomum, sendo indicadas para solos pouco resistentes e estruturas com cargas relativamente baixas. Possuem resistência quanto a flexão, mas não admitem a presença da tração em sua base. Já o cisalhamento ocorre de maneira diferente no que ocorre na rígida, o cisalhamento ocorre pela punção.

- **Blocos**

HACHICH ET AL (1998) os caracteriza como elementos constituídos de concreto, possuem altura grande para que seja possível resistirem aos esforços através da compressão. O autor cita que os blocos com tronco de cone não são reconhecidos como blocos, mas também são constituídos na realidade por tubulões a céu aberto. A NBR 6122/2010 diz que a sua resistência a tração geradas nestes elementos se dão apenas pelo concreto, dispensando a necessidade de aço em sua composição.

Figura 02: Fundação rasa: bloco.

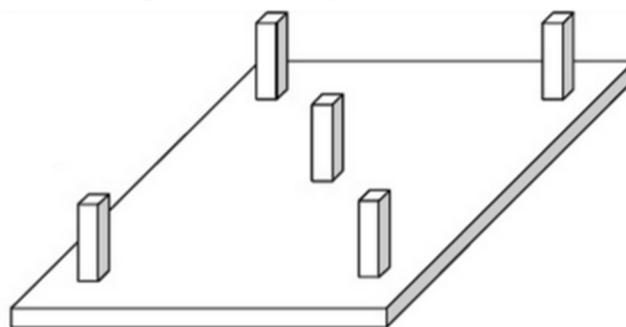


Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

- **Radier**

A NBR 6122/2010 diz que radier é um elemento de fundação que abrange todos os pilares ou carregamentos. Possui espessura pequena em relação às dimensões de sua área de contato com o solo.

Figura 03: Fundação rasa: radier.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.3.2 Fundação Profunda

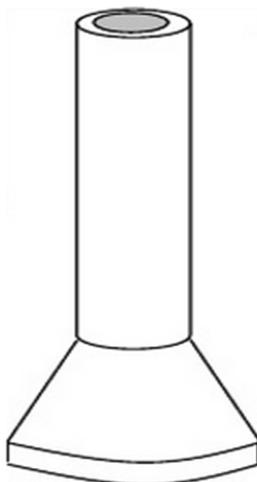
VELLOSO E LOPES (2011) são sucintos ao falar e especificar sobre as fundações profundas. Segundo os autores são classificadas como fundação profunda todo tipo de estacas, tubulões e caixões. As estacas se diferenciam por ser estrutura produzida sem a necessidade da descida do operário em seu interior durante a sua execução, ela é construída apenas por equipamentos e ferramentas. A diferença entre caixão e tubulão é meramente a sua geometria, os caixões tem formato prismático, enquanto os tubulões são cilíndricos.

Dentro das fundações profundas temos a presença de três tipos distintos que podem ser executados, onde existem outras subclasses dentro destes elementos.

- **Tubulões**

Segundo VELLOSO E LOPES (2011) tubulões são estruturas que possuem o fuste cilíndrico com a base podendo ou não ser alargada. Se a sua base for alargada pode-se evitar o uso de armadura. As recomendações tanto de alargamento da sua base variam de acordo com o tipo de solo.

Figura 04: Fundação profunda: tubulão.



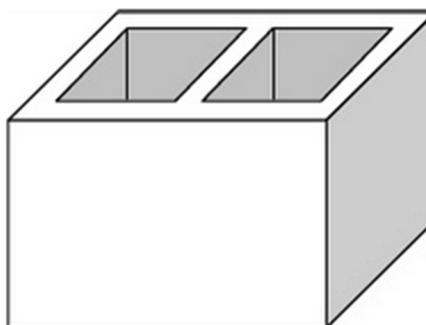
Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

JOPPERT JUNIOR (2007) diz que os tubulões representam soluções atrativas do ponto de vista econômico, posto que a mão de obra para escavação ser relativamente mais baixa em comparação com outras fundações profundas, em que seu preenchimento é feito com concreto simples e sem a presença de armadura.

- **Caixão**

A norma definiu caixão como estruturas prismáticas, com escavação interna. A sua base pode ou não ser alargada, assim como o uso ou não de ar comprimido.

Figura 05: Fundação profunda: caixão.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

- **Estacas**

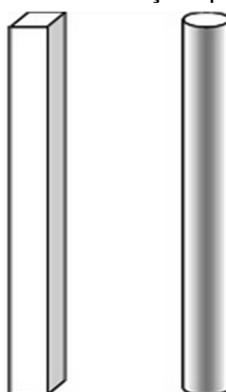
HACHICH (1998) divide as estacas em duas categorias, as estacas de deslocamento e estacas escavadas. Para os autores, as estacas que não necessitem

de escavação, que são introduzidas no terreno por meio de alguma técnica que não gere movimentação de terra, temos como exemplo as estacas de madeira, concreto ou metal, que são cravadas no solo. Se houver a necessidade de escavação, qualquer processo construtivo que exista a necessidade de retirada da massa de solo é considerado estaca escavada pelos autores, temos como exemplo as estacas tipo broca, hélices contínuas, estacas injetadas entre outras.

YAZIGI (2009) explana sobre as peculiaridades dos diferentes tipos de fundação profunda. Mais especificamente sobre as estacas, ele descreve sobre os três diferentes materiais utilizados, a madeira, o aço e o concreto. A estaca de madeira possui diâmetro entre 15 e 25 cm, possui a sua cabeça protegida contra danos durante a cravação, a sua cota de arrasamento deve sempre ficar abaixo do nível de água e devem evitar solos com presença de matacão. As metálicas são mais resistentes que as de madeira, possuem formato padronizado, o mais comum e a seção em I, se não ficarem totalmente enterradas devem possuir tratamento contra corrosão e a capacidade de ser emendadas, conseguem vencer grandes profundidades. As estacas de concreto podem ser pré-moldadas, ou moldadas *in loco*, devem possuir armadura e controle de resistência para adquirir resistência compatível aos esforços solicitados.

JOPPERT JUNIOR (2007) cita todos os métodos de execução de estacas, esta classe é a mais variada dentre as tecnologias de fundação profunda disponível. Através da tabela 02 podemos visualizar de maneira mais prática e didática os tipos de estacas disponíveis para execução.

Figura 06- Fundação profunda: estacas com seção quadrada e circular respectivamente



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Tabela 10: Tipos de Estacas.

Tipo de estaca	Nome	Técnica de implantação no solo	Limitações
Pré-moldadas	Concreto	Cravação (percussão ou estática)	Vibração Matacões Acesso
	Aço	Cravação (percussão ou estática)	Matacões Acesso
	Madeira	Cravação (percussão)	Vibração Matacões Apodrecimento
Moldadas "in loco"	Broca Mecânica	Escavada sem revestimento	Desbarrancamento Lençol Freático Matacões Acesso Profundidade máxima de 25m
	Strauss	Escavada com revestimento	Lençol Freático e areia com água na ponta Camada espessa de solo mole Solo de difícil corte (SPT>20) Matacões Profundidade máxima de 18m
	Franki	Cravada com Revestimento	Vibração Camada espessa de solo mole Matacões Profundidade máxima de 18m Acesso
	Hélice Contínua	Escavadas com auxílio de lama bentonítica	Camada espessa de solo mole Profundidade máxima de 24m Matacões Acesso
	Barrete e Estacão	Escavadas com auxílio de lama bentonítica	Matacões Acesso
	Raiz	Escavada com revestimento	Camada espessa de solo mole

Fonte: HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. P. 124.

2.4 Dimensionamento de Sapatas Isoladas

2.4.1 Tensão admissível

A NBR 6122/2010 descreve as tensões admissíveis como sendo tensões adotadas em projeto que podem ser aplicadas no terreno, através da base de fundações rasas, que respeitam aos estados-limites últimos e de serviços. Isto implica

a garantia de que se este valor for respeitado, haverá segurança quanto a ruptura e recalque do maciço. Este valor pode ser obtido através do método de cálculo semi-empírico apresentado por Cintra, Aoki e Albiero (2011).

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{50} \quad \text{(Equação 24)}$$

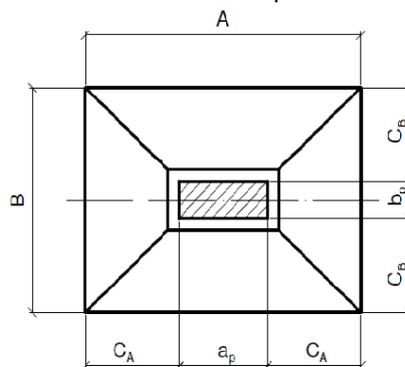
Onde o N_{spt} corresponde o valor médio dos números de golpes aplicados no ensaio SPT em cada camada de solo atingido pelo bulbo de tensões gerado pela sapata. O valor da tensão admissível será dado em MPa.

2.4.2 Dimensões da sapata

Para o cálculo das dimensões da sapata, admite-se inicialmente que o balanço, distância entre a face externa do pilar e a face externa de ambos os lados da sapata são iguais, pois o pilar deve ser posicionado no centro de gravidade da sapata.

O formato da sapata também deve ser o mesmo que adotado no pilar.

Figura 07- Dimensões em planta da sapata



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Alonso (1983) apresentou uma equação para determinar a área da base da sapata através da carga do pilar multiplicado pelo coeficiente que leva em conta o peso próprio da sapata. Para sapatas rígidas equivale a 10% da carga do pilar, outro fator considerado para a equação e a tensão admissível do solo.

$$A_{sap} = \frac{Nd}{\sigma_{adm}} \quad \text{(Equação 25)}$$

Onde:

N_d : Carga do pilar majorada em 10%;

σ_{adm} : Tensão admissível do solo.

Ainda segundo o autor, a partir da área da sapata, para determinar as dimensões A e B, devem ser respeitados alguns aspectos:

- O centro de gravidade do pilar e da sapata devem ser iguais;
- Respeitas as dimensões mínimas segundo a NBR 6122/2010
- A relação entre os lados A e B devem ser no máximo igual a 2,5;
- Como dito anteriormente, os balanços devem preferencialmente ser iguais.

Alonso (1983) apresenta as seguintes equações para determinar os lados da sapata, partindo da equação anterior:

$$A_s = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + A_s a p} \quad \text{(Equação 26)}$$

$$B_s = \frac{A_s a p}{A} \quad \text{(Equação 27)}$$

A NBR 6128/2014 determina que as sapatas deverão ser calculadas utilizando o método das bielas ou o método linear.

- Método das bielas

Alonso (1983) apresenta este método de cálculo no seu livro, neste método é admitido que o concreto irá resistir a compressão e a armadura resistirá a esforços de tração na base da sapata.

Na NBR 6118/2014, determina a forma de se calcular a altura da sapata. Para o caso de sapatas rígidas, a altura calculada é considerada como valor mínimo. A altura deverá satisfazer uma das três equações apresentadas a seguir, na equação o f_{ck} deverá ser utilizado em Kn/m^2 :

$$d \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{A-a}{4} \\ \rightarrow \frac{B-b}{4} \\ \rightarrow 1,44 \cdot \sqrt{\frac{P}{\left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,96}\right)}} \end{cases} \begin{cases} \text{(Equação 28)} \\ \text{(Equação 29)} \\ \text{(Equação 30)} \end{cases}$$

Onde:

'A' e 'a' : Correspondem aos maiores lados da sapata e do pilar respectivamente;

'B' e 'b' : Correspondem aos menores lados da sapata e do pilar respectivamente;

P : Carga do pilar;

Fck : Resistência característica do concreto em KN/m².

Calcula-se então o valor da tração na armadura da sapata em ambas as direções, paralela ao lado A e B da sapata.

$$Tx = \frac{P \cdot (A-a)}{8d} \quad \text{(Equação 31)}$$

$$Ty = \frac{P \cdot (B-b)}{8d} \quad \text{(Equação 32)}$$

Com esses valores é calculado o valor da armadura de aço para a sapata em ambas as direções com seus respectivos valores, onde o valor do fyk para aços CA50 equivalem a 50 Kn/cm².

$$As'x = \frac{1,61 \cdot Tx}{fyk} \quad \text{(Equação 33)}$$

$$As'y = \frac{1,61 \cdot Ty}{fyk} \quad \text{(Equação 34)}$$

- Método linear

Este modelo de cálculo leva em consideração os momentos fletores gerados pelas cargas verticais que o pilar descarrega na fundação, determinado como procedimento de cálculo na NBR 6118/2014.

Dimensiona-se inicialmente a altura da sapata, através da relação da diferença da dimensão em planta da sapata.

$$h \geq \frac{A-a}{3} \quad \text{(Equação 35)}$$

A altura útil da sapata é encontrada subtraindo a altura total encontrada pela espessura do lastro a ser utilizado.

Utilizar o maior valor entre a equação ou a constante a seguir para determinar a altura do rodapé da sapata:

$$h_o = \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(Equação 36)}$$

Os momentos atuantes sobre as estacas são utilizadas ambas as laterais do pilar e sapata através da seguinte equação:

$$M = \frac{Nd}{4} \cdot \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right) \quad \text{(Equação 37)}$$

Onde:

Nd : Corresponde a carga do pilar majorada em 10%.

A partir desta etapa, o dimensionamento da armadura segue os mesmos critérios utilizados em lajes maciças, utilizado o coeficiente K_6 que transfere a parcela do momento para a sapata.

$$k_6 = \frac{a \cdot D_f^2}{M} \quad \text{(Equação 38)}$$

O D_f representado na equação é a altura útil da sapata citado anteriormente.

A taxa de aço é calculada através da equação:

$$A_s' = \frac{K_3 \cdot M_a}{D_f} \quad \text{(Equação 39)}$$

Onde:

K_3 : Valor tabelado obtido a partir do k_6 e do f_{ck} do concreto.

A seção mínima de aço corresponde a 0,5% da área do pilar.

2.4.3 Ancoragem

Para determinar a ancoragem, é determinar se o balanço da sapata é maior ou menor que a altura desta. Para tal averiguação utiliza-se a seguinte equação:

$$Cb = \frac{A-a}{2} \quad \text{(Equação 40)}$$

Se $Cb > h$, então será adotado o primeiro caso, no qual a altura será considerada no cálculo, pois o gancho terá início a partir da mesma distância h previamente calculada.

Porém se $Cb < h$, a altura será desconsiderada na sapata, pois o gancho terá início a partir da extremidade retilínea da barra.

$$1^\circ \text{ caso: } La = Lb - [(Cb - cc - h) + (ho - 2.c)] \quad \text{(Equação 41)}$$

$$2^\circ \text{ caso: } La = Lb - [(Cb - cc) + (ho - 2.c)] \quad \text{(Equação 42)}$$

Onde:

- Lb : Valor obtido por tabela, relacionando o diâmetro do aço de ancoragem do pilar com o f_{ck} do concreto;
- Cb : Valor do balanço da sapata;
- cc : Valor do cobrimento lateral da sapata, adotado 2,5 cm;
- c : Valor do lastro do concreto, adotado 5 cm.

O Lb é obtido através tabela, onde é relacionado o L_p (diâmetro do aço utilizado no arranque do pilar com a sapata) com o f_{ck} do concreto utilizado.

2.4.4 Verificações

- Recalque Previsto

Velloso e Lopes (2011) determinam que o recalque na sapata não deve ser superior a uma polegada, 25mm. Para determinar o valor deste recalque, é

equacionado a relação com a pressão gerada pela sapata, as dimensões em planta da sapata e o N_{spt} do solo.

$$W = \frac{Nd}{A.B} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{N_{spt}^{1,4}} \cdot \left(\frac{1,25 \cdot \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}} \right) \quad \text{(Equação 43)}$$

- Tensão atuante no concreto

Estas tensões são verificadas para que a capacidade de absorção da compressão pelo concreto de tal elemento, não seja acima do suportado por este, levando assim a estrutura ao colapso.

A tensão limite do concreto é calculada pela seguinte equação:

$$\sigma_{lim} = \frac{F_{ck}}{25} \quad \text{(Equação 44)}$$

Já a tensão que será suportada pelo concreto da sapata é determinada a partir da equação:

$$\sigma_{trab} = \frac{Nd}{2 \cdot (a+b+2h) \cdot h} \quad \text{(Equação 45)}$$

Onde:

N_d : Carga do pilar majorada em 10%.

2.5 Dimensionamento de Estaca Escavada

2.5.1 Carga admissível

Cintra e Aoki (2010) consideram dois valores para cargas admissíveis em elementos de fundação. O primeiro valor (P_a) é obtido através da aplicação do fator de segurança na capacidade de carga do solo, este coeficiente varia entre cada autor, ficando, portanto a critério do projetista seguir a recomendação do autor de cada metodologia. O segundo valor (P_e) que é obtido por valores tabelados, estas tabelas são fornecidas por empresas que executam o projeto das estacas ou por autores. A recomendação dos autores é de utilizar preferencialmente o menor dentro os dois, em vista de garantir a segurança. A tabela a seguir foi compilada por Cintra e Aoki, com a junção dos dados de tabelas de vários autores.

Tabela 11: Estaca escavada.

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de Catálogo Pe
Broca $\sigma = 3$ a 4 MPA (Velloso e Lopes, 2002)	$\Phi 20$	150
	$\Phi 25$	200
Strauss $\sigma = 4$ MPA (Falconi, Souza Filho e Fígaro, 1998)	$\Phi 22$	200
	$\Phi 27$	300
	$\Phi 32$	400
	$\Phi 42$	700
	$\Phi 52$	1070
Escavada com trado helicoidal (a seco) $\sigma = 4$ Mpa (Falconi, Souza Filho e Fígaro, 1998)	$\Phi 25$	250
	$\Phi 30$	360
	$\Phi 35$	490
	$\Phi 40$	640
	$\Phi 45$	810
	$\Phi 50$	1000
Estação (escavada com lama betonítica) $\sigma = 4$ Mpa (Saes, 1998)	$\Phi 60$	1100
	$\Phi 70$	1500
	$\Phi 80$	2000
	$\Phi 100$	3100
	$\Phi 120$	4500
	$\Phi 140$	6200
	$\Phi 150$	7100
	$\Phi 160$	8200
	$\Phi 180$	10100
	$\Phi 200$	12500
Hélice contínua $\sigma = 6$ Mpa	$\Phi 27,5$	350
	$\Phi 30$	450
	$\Phi 35$	600
	$\Phi 40$	800
	$\Phi 42,5$	900
	$\Phi 50$	1250
	$\Phi 60$	1800
	$\Phi 70$	2450
	$\Phi 80$	3200
	$\Phi 90$	4000

Fonte: (Cintra e Aoki, 2010).

2.5.2 Dimensionamento geométrico da estaca

ALONSO (1994) descreveu a seguinte metodologia de cálculo para o dimensionamento geométrico das estacas, seguindo as recomendações da NBR 6118/2014, as estacas podem ou não ser armadas em toda a sua extensão. Se o elemento sofrer tensão de compressão superior a cinco MPa, ela deverá ser

completamente armada, caso contrário arma-se apenas no trecho onde este valor seja inferior. Para determinar essa tensão, se faz necessário o uso da seguinte equação.

$$\sigma = \frac{Nd}{A_p} \quad \text{(Equação 46)}$$

Onde:

σ : Tensão de compressão, em KPa;

N_d : Carga de compressão sofrida pela estaca majorada em 10%;

A_p : Área da ponta da estaca.

Após conhecer se existe ou não a necessidade de armar toda a extensão da estaca, ALONSO (1994) calcula a área de aço a ser utilizada, através da seguinte equação:

$$N_d \cdot \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yd} \quad \text{(Equação 47)}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad \text{(Equação 48)}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} \quad \text{(Equação 49)}$$

Onde:

N_d : Carga majorada em 40%;

h : Corresponde ao menor lado do retângulo mais estreito circunscrito à seção da estaca;

A_p : Área seção transversal da estaca;

A_s' : Incógnita da equação, área de aço a ser utilizado na estaca.

Outro cálculo necessário é a determinação da armadura mínima, utilizada quando a área de aço calculada na equação anterior de número 25 for menor que 0,5% da área da seção transversal da estaca.

2.6 Custos e Riscos

No Brasil, segundo Milititsky, Consoli e Schanaid (2008), o custo para se executar a sondagem necessária para ter conhecimento prévio do terreno varia de 0,2 a 0,5% do total de obras convencionais. Valores irrisórios dentro do montante de grandes obras, etapa de importância para se projetar com segurança e economia.

Sobre os riscos, um aspecto intimamente ligado à execução de projeto de fundação, pode ser citado a escolha de determinado método para execução de projeto ou modelos de cálculo precisos, pode ser substituída por conhecimento geotécnico detalhado e rigoroso controle de execução.

A abrangência do programa de investigação se relacionando diretamente com o uso de técnicas específicas e seus parâmetros de projeto estão ligados aos fatores físicos determinados por essas investigações e afetam diretamente a complexidade da obra, automaticamente aos seus riscos envolvidos, que para serem minimizados precisam de estratégias bem elaboradas adotadas em projeto.

PECK (1969, apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHANAID, 2008) sugere que se categorize o programa de investigação em três métodos, sendo eles:

- Executar investigação geotécnica limitada, manter a posição mais conservadora e com altos fatores de segurança;
- Executar investigação geotécnica limitada, mas projetando com as recomendações baseadas em experiências na prática regional;
- Executar investigação geotécnica detalhada.

3. METODOLOGIA

Este trabalho é um estudo de caso, visando analisar a fundação de armazém de soja executada na construção de uma unidade de recebimento e armazenamento de grãos, localizada na margem da rodovia TO-050, no parque industrial da cidade de Porto Nacional, Tocantins.

Figura 08- Foto aérea do armazém objeto de estudo do trabalho



Fonte: Google Earth (acesso em 05. Set. 2015)

O presente estudo seguiu a metodologia científica experimental, cartesiano, ao mesmo tempo descritivo, das etapas, formas e métodos empregados e suas variáveis. Foi feito o dimensionamento dos elementos estruturais do projeto já executado.

Etapa essencial do projeto foi adquirir as informações necessárias para o desenvolvimento do estudo, sem estes dados não seria possível o dimensionamento dos elementos de fundação. Os dados imprescindíveis para o trabalho são:

- Laudo de sondagem, (anexo I da página 64);
- Planta de carga dos elementos de fundação, (anexo II da página 64);
- Projeto de fundação executado na obra.

Para a estrutura deste armazém foram construídos três tipos de pilares (P1, P2, P3), todos com as mesmas dimensões, tendo sua fundação composta por duas estacas denominadas interna e externa, em cada extremidade do bloco no qual o pilar foi assentado.

O pilar P1 possui cinquenta e duas repetições em ambas as laterais do armazém, com cargas sobre as estacas interna e externa de 27 e 35 tf respectivamente. O pilar P2 possui dezesseis repetições na parte frontal e posterior do armazém. Em ambas estacas de sua fundação, interna e externa, recebem as mesmas parcelas de carga, 23 tf. O pilar P3 se repete quatro vezes, pois se localiza em cada vértice do armazém, já as cargas atuantes sobre as estacas interna e externa tem a mesma quantificação do P2.

O projeto dos pilares é apresentado no anexo III da página 65.

3.1 Laudo de Sondagem

O laudo de sondagem, essencial em projetos de fundação, serve para orientar as ações do projetista com informações referentes ao terreno no qual a obra será executada. Neste contexto, foi apresentado junto ao resultado do ensaio de SPT executado o perfil geológico do terreno juntamente com a caracterização do solo.

O laudo de sondagem do terreno foi feito por empresa especializada, executado no dia 23/10/2012. Para o laudo foi executado o teste de SPT com caracterização das camadas do maciço de solo.

Para este projeto executou-se 17 furos de sondagem, denominados de SP, sendo indicado em projeto o uso do furo de número 04 para o dimensionamento da fundação do Armazém.

Figura 09- Locação dos furos de sondagem.



3.2 Capacidade De Carga do Solo

A planta de carga é peça fundamental para o dimensionamento, constando informação da carga prevista, no caso do armazém forças de compressão e tração, aplicada no elemento de fundação, visando o dimensionamento para resistir a esforços solicitados.

A capacidade de carga do solo é calculada após a análise da planta de carga do armazém, para que seja selecionado o tipo de fundação que melhor atenda às necessidades do solo em estudo, por se tratar de projeto já executado. Assim foi optado pela mesma modalidade de estaca executada (estaca escavada) e analisado para efeito comparativo, outras modalidades que enquadravam nas necessidades do caso estudado.

Para este cálculo foram elaboradas planilhas, com a função de auxiliar e organizar o memorial de cálculos. Estas são compostas por colunas que correlacionam todos os termos da equação do referido método, buscando vincular as variáveis da equação contidas em outras células, com a profundidade demonstrada

no laudo de sondagem citado anteriormente. A elaboração da planilha se deu por horizonte de solo com intervalo de um metro, que favorece a determinação do tamanho da estaca bem como o comprimento da armadura longitudinal.

A capacidade de carga do solo foi determinada empregando-se três métodos semi-empíricos apresentados anteriormente, e então analisado a discrepância entre os diferentes métodos.

O primeiro método empregado no cálculo da capacidade de carga do solo foi o desenvolvido por Aoki e Velloso, as equações utilizadas foram as de número 14 e 15 localizadas na página 18 para determinar a capacidade de carga do solo:

Figura 10: Tabela para cálculo da capacidade de carga do solo segundo o método de Aoki e Velloso.

Profundidade (m)	Nspt	ΔL (m)	K (KPa)	α	F1	F2	Resistência de Ponta (KN)	Fator de Segurança	Qp ADM (KN)	Resistência de Fuste (KN)	Fator de Segurança	QI Admissível (KN)	Σ QI Admissível (KN)	Capacidade de Carga (KN)

Fonte: Do autor

O segundo método empregado foi o desenvolvido por Décourt e Quaresma, com uso da equação de número 22 na página 20, para determinar a capacidade de carga do solo.

Figura 11: Tabela para cálculo da capacidade de carga do solo segundo o método de Décourt e Quaresma.

Profundidade (m)	Nspt	ΔL (m)	C (KN/m ²)	α	β	NSPT ponta	Resistência de Ponta (KN)	Fator de Segurança	Qp Admissível (KN)	Resistência de Fuste (KN)	Fator de segurança	QI Admissível (KN)	Σ QI ADM	Capacidade de Carga (KN)

Fonte: Do autor

O terceiro e último método empregado no cálculo da capacidade de carga do solo foi o desenvolvido por Teixeira, equação de número 23 na página 21.

Figura 12: Tabela para cálculo da capacidade de carga do solo segundo o método de Teixeira.

Profundidade (m)	Nspt	ΔL (m)	α	β	NSPT ponta	Resistência de Ponta (KN)	Fator de Segurança	Qp Admissível (KN)	Resistência de Fuste (KN)	Fator de segurança	QI Admissível (KN)	Σ QI Admissível	Capacidade de Carga (KN)

Fonte: Do autor

Seguindo a recomendação da NBR 6122/2010, o uso do fator de segurança igual ou maior que dois para capacidade de carga sem prova de carga.

Para empregar-se estes métodos foram necessários apenas os índices de penetração do SPT, todos os outros índices foram retirados da literatura, respeitando a NBR 6122/2010 que é a normalizadora dos projetos de fundação. O cálculo da capacidade de carga do solo foi efetuado até encontrar a parcela no qual o elemento de fundação assentou.

3.3 Dimensionamento das Estacas

Iniciado pela comparação do resultado do cálculo da capacidade de carga do solo e a carga admitida pelo tipo de estaca selecionada com a carga que ela irá sofrer e posterior determinação da quantidade mínima de estacas necessárias para suportar os esforços esperados.

No dimensionamento, foi considerado o mesmo concreto utilizado no projeto já executado, com f_{ck} de 20 Mpa e o mesmo diâmetro das estacas executadas, 30 cm. As cargas utilizadas para o dimensionamento das estacas do P01 foi de 27 tf e 35 tf para as estacas interna e externa respectivamente. Para as do P02 e P03 adotou-se a carga de 23 tf para ambas as estacas. As cargas de tração foram desprezadas, estes esforços serão resistidos pelo bloco do pilar. As dimensões em planta do pilar, extraída dos projetos do caso estudado era de 94x30cm.

A NBR 6118/2014 determina que estacas que tenham tensões maiores que cinco MPa deverão ser armadas.

Para o dimensionamento da estaca solicitada a esforços de compressão, empregou-se o mesmo método usado pelo autor Urbano Alonso, fazendo uso da equação de número 46 na página 37.

$$\sigma = \frac{Nd}{Ap}$$

- Cálculo da taxa de aço

A área de aço da estaca obteve-se através da equação de número 47 da página 37.

$$Nd \cdot \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85 \cdot Ac \cdot fcd + As' \cdot fyd$$

Posteriormente calculou-se a taxa de aço mínima, correspondente a 0,5% da área da seção do pilar, e o valor adotado em projeto foi o maior entre a taxa de aço calculada e a mínima.

3.4 Opções e Alternativas

Após a análise da capacidade de carga do solo e planta de carga, consultou-se a tabela de número 11 da página 36, onde podem ser visualizadas as cargas limites dos diferentes tipos de estacas disponíveis. Através desta análise relacionou-se as opções disponíveis para serem executadas por empresas especializadas na região, conseqüentemente foi obtido as alternativas realmente executáveis e não apenas todas as opções cabíveis no referido estudo.

Tendo em vista o laudo de sondagem do terreno, analisou-se a aplicabilidade das fundações rasas, mais especificamente as sapatas, que foram dimensionadas como alternativa substituta para as estacas executadas no projeto em estudo.

3.5 Dimensionamento das Sapatas

Na planta de carga foi apresentado originalmente cargas de compressão sobre duas estacas sob cada pilar, com o novo dimensionamento as cargas consideradas para o dimensionamento das sapatas do P01 de 62 tf e para o P02 e P03 de 46 tf, pois as cargas de cada pilar indicadas na planta de carga foram somadas, considerando o fato que o pilar descarrega estas solicitações na fundação.

Para o dimensionamento das sapatas, utilizou-se o método linear, pois este leva em consideração a presença de momentos agindo sobre a sapata.

Considerou-se para o concreto das sapatas a mesma resistência do utilizado nas estacas, 20 MPa.

- Tensão admissível

Para o cálculo da capacidade de carga do solo, foi empregue a equação de número 24 da página 30.

$$\sigma_{adm} = \frac{Nspt}{50}$$

Considerado para escavação da cota de assentamento da base da sapata o valor de um metro e meio, para base da sapata foi considerado valor de dois metros. Conseqüentemente o bulbo de tensões teve comprimento de quatro metros. Então extraiu-se da sondagem o valor médio da resistência a penetração das camadas atingidas pelo bulbo.

- Dimensões das sapatas

Para determinar as dimensões da sapata que atendam as solicitações da estrutura a ser suportada e ao mesmo tempo transfira para o solo a pressão inferior à sua capacidade de carga, calculou-se inicialmente a área da base da sapata utilizando a equação de número 25 da página 31.

$$Asap = \frac{P.1,1}{\sigma_{adm}}$$

As dimensões em planta da sapata foram calculadas através das equações 26 e 27 da página 31 respectivamente.

$$As = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap}$$

$$Bs = \frac{Asap}{A}$$

- Recalque Previsto

Para segurança da estrutura calculou-se o valor do recalque previsto, onde a atuação do mesmo deveria estar dentro do limite de forma que não comprometa a estrutura.

Os valores foram obtidos através da equação de número 43 da página 34

$$W = \frac{P \cdot 1,1}{A \cdot B} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{N \cdot spt^{1,4}} \cdot \left(\frac{1,25 \cdot \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}} \right)$$

- Cálculo dos momentos

A armadura da sapata é dimensionada para suportar aos momentos gerados pelas cargas que atuam sobre a fundação, por esse motivo foi calculado o momento em ambas as direções da sapata.

Utilizou-se a equação de número 37 da página 33

$$M = \frac{Nd}{4} \cdot \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right)$$

- Cálculo da altura da sapata

O dimensionamento da sapata com a característica rígida deu-se através da equação 35 da página 33, já a altura útil foi obtida subtraindo a altura calculada pela espessura do lastro de concreto adotada, no caso deste dimensionamento adotou-se 5 centímetros de lastro.

$$h \geq \frac{A-a}{3}$$

Então calculou-se a altura do rodapé da sapata (h_0), o valor adotado foi de no mínimo vinte centímetros ou maior que o resultado obtido pela equação de número 36 localizada na página 33.

$$h_0 = \frac{h}{3}$$

- Tensões de trabalho

Para o cálculo da tensão limite do concreto foi utilizado a equação 44 da página 35.

$$\sigma_{lim} = \frac{F_{ck}}{25}$$

Já a tensão de trabalho que o concreto terá de suportar determinou-se pela equação 45 da página 35.

$$\sigma_{trab} = \frac{Nd}{2.(a+b+2h).h}$$

- Cálculo da taxa de aço

O aço dimensionado utilizou o raciocínio usado em lajes maciças, pois assim como em lajes, a armadura deve resistir aos momentos. Primeiramente calculado o valor do K6 através da equação 38 da página 33.

$$k6 = \frac{a.Df^2}{M}$$

Para o cálculo da armadura, o coeficiente K3 foi extraído da tabela utilizada no dimensionamento de lajes, a partir do valor obtido no K6. Área de aço obtido através da equação 39 localizada na página 33.

$$As' = \frac{K3.M}{Df}$$

Para comparação, calculou-se a taxa mínima de aço, equivalente a 0,5% da seção do pilar, posteriormente comparado as taxas e adotada a maior dentre as duas.

- Ancoragem da armadura

Primeiramente analisou-se os balanços da sapata, feito o balanço em ambas as direções através da equação 40 da página 34. O balanço adotado foi aquele que gerou a pior situação, o menor. Então determinado qual o caso adotado para o cálculo da ancoragem.

$$C = \frac{A-a}{2}$$

Como o pilar possui variedade de diâmetros nas barras da sua armação adotou-se o pior caso, portanto engaste com diâmetro de 16mm. Para o dimensionamento, também foi adotado a pior situação, portanto considerado má aderência entre o aço e o concreto. Caso $C > h$, será adotado o primeiro caso; equação de número 41. Caso contrário será adotado a equação de número 42. Ambas localizadas na página 34.

$$1^\circ \text{ caso: } La = Lb - [(C - cc - h) + (ho - 2.c)]$$

2º caso: $La = Lb - [(C - cc) + (ho - 2.c)]$

3.6 Análise dos Resultados

Com todos os resultados em mãos foi feita a comparação entre o projeto dimensionado neste trabalho e o projeto executado na obra através de fotos tiradas durante a execução e da comparação com o projeto executivo fornecido pela empresa.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Análise dos Dados

Através da análise dos dados obtidos com a empresa que executou o projeto em estudo, foram extraídos da sondagem à percussão, os valores do número de golpes necessários para vencer cada camada de solo e a caracterização da respectiva camada.

4.2 Capacidade de Carga do Solo

É importante conhecer a resistência do solo que irá suportar a carga da estrutura, além de saber qual profundidade deverá ser escavada para o repouso das estacas.

Os três métodos calculados para a capacidade de carga do solo apresentaram o seguinte resultado para a profundidade de 13 metros, que representa a profundidade média das estacas executadas.

- Aoki e Velloso: 218,42 KN
- Décourt e Quaresma: 346,35 KN
- Teixeira: 453,03 KN

Por ser um modelo com valores visivelmente minorados, o primeiro apresentou a menor capacidade de carga, sendo o modelo mais seguro. O segundo modelo tem maior reconhecimento na literatura, por se tratar do modelo com resultados próximos da realidade. O terceiro modelo é uma versão modificada por alguns autores do segundo modelo o qual apresentou a maior capacidade dos três.

Adotou-se como modelo base para este projeto dos autores Décourt e Quaresma, por serem os com maior proximidade com a realidade.

No primeiro tópico calculado para a fundação, a capacidade de carga do solo foi estudado e apresentou resistência suficiente para suportar tensões descritas com capacidade de carga acima das cargas atuantes.

4.3 Dimensionamento das Estacas

Para o dimensionamento das estacas moldadas *in loco*, verificou-se que a carga máxima de catálogo suportada para este tipo de estaca está acima das cargas apresentadas na planta de carga. Para os dimensionamentos foram considerados: o concreto com f_{ck} de 20 MPa, estacas com diâmetro de 30 cm e aço CA50

- Tensão de compressão

Tensão que deve ser analisada através da equação de número 46 da página 38, em que apenas a estaca externa do pilar P01 apresentou estar acima dos cinco MPa, tornando necessário a armação de toda a extensão da estaca moldada *in loco*.

Para P01:

$$\sigma_1 = 4201,69 \text{ KPa} \rightarrow 4,20 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = 5446,64 \text{ KPa} \rightarrow 5,45 \text{ MPa}$$

Para P02 e P03:

$$\sigma = 3579,22 \text{ KPa} \rightarrow 3,58 \text{ MPa}$$

- Cálculo da taxa de aço

Calculada através da equação de número 47 da página 38, pode ser obtido os seguintes resultados:

Para P01:

$$As' = -0,933 \text{ cm}^2$$

$$As' = -0,623 \text{ cm}^2$$

Para P02 e P03:

$$As' = -1,097 \text{ cm}^2$$

Para as três estacas foi obtido área de aço negativo. Isso caracteriza a não necessidade da taxa de aço, mas por recomendações na NBR 6118/2014 deve ser adotado a taxa de aço mínima, que apresentou o seguinte valor:

$$As_{min} = 3,53 \text{ cm}^2$$

Se esta taxa for convertida em barras com o mesmo diâmetro adotado no caso estudado, seria equivalente a cinco barras com diâmetro de 10 milímetros

No caso estudado, as estacas foram armadas com taxa de $4,80 \text{ cm}^2$, este valor foi convertido em seis barras com diâmetro de 10 milímetros.

No cálculo da tensão de compressão, foi mostrado que apenas a estaca externa do P1 teria necessidade de armação em toda a sua extensão. Todas as estacas foram armadas com barras de comprimento entre quatro a oito metros, respeitando as recomendações da NBR 6122/2010 de utilizar no mínimo dois metros.

Figura 13- Armaduras das estacas prontas para serem inseridas.



Observa-se diferença de aproximadamente 26,5% entre a taxa calculada neste trabalho e o executado no caso estudado.

Essa diferença pode ser justificada por dois motivos principais:

- Coeficientes de segurança aplicados pelo software do qual a empresa empregou no dimensionamento da estrutura.
- Critérios de arredondamento na conversão da área em quantidade de barras de aço utilizado pelo software.

A respeito dos critérios de arredondamento, a área de aço dimensionada pela empresa quando convertida em barras, poderia estar mais próxima da área

equivalente a seis barras com diâmetro de 10 milímetros do que cinco barras de 10 milímetros.

4.4 Alternativas Construtivas

Na planta de carga, os valores baseados na sondagem do terreno apresentaram inicialmente resistência elevada e posterior aumento gradativo de sua resistência, considerando a ausência de água nos dezesseis metros analisados.

Observamos que caberia alternativas para este projeto. Diante dos estudos elaborados, os resultados apontaram a utilização da fundação rasa, neste caso denominadas de sapatas.

4.5 Dimensionamento das Sapatas

- Tensão admissível

A média de golpes para as cinco camadas do ensaio atingidas pelo bulbo de tensões gerado pela carga da sapata foi de aproximadamente doze golpes, obtendo-se então a seguinte tensão admissível para o solo mencionado:

$$\sigma_{adm} = 0,24 \text{ Mpa}$$

Solo com boa resistência, sendo viável o emprego de sapatas como elemento de fundação.

- Dimensões da sapata

As dimensões das sapatas foram arredondadas para números múltiplos de cinco, tendo em vista medidas construtivas que tornem a sua execução mais precisa, obtendo-se as seguintes áreas e dimensões para cada pilar:

Para P01:

$$A_{sap} = 2,84 \text{ m}^2$$

$$A \cong 2,05 \text{ m}$$

$$B \cong 1,40 \text{ m}$$

Para P02 e P03:

$$Asap = 2,11 \text{ m}^2$$

$$A \cong 1,80 \text{ m}$$

$$B \cong 1,20 \text{ m}$$

- Recalque previsto

Para P01:

$$W = 16,94 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

Para P02 e P03:

$$W = 15,04 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

Os recalques para todas as sapatas deram a baixo do limite, demonstrando que a área da sapata está respeitando devidamente as características do solo.

- Cálculo dos momentos

Para P01:

$$Ma = 363,73 \text{ tf/cm}$$

$$Mb = 539,92 \text{ tf/cm}$$

Para P02 e P03:

$$Ma = 164,45 \text{ tf/cm}$$

$$Mb = 316,25 \text{ tf/cm}$$

- Cálculo da altura da sapata

Para P01:

$$h \geq 0,37 \text{ m} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$Df = 35 \text{ cm}$$

$$ho \cong 20 \text{ cm}$$

Para P02 e P03:

$$h \geq 0,29 m \rightarrow h = 30 cm$$

$$Df = 25 cm$$

$$h_o \cong 20 cm$$

Assim como nas dimensões em planta da sapata, a altura foi adota em unidades múltiplas de cinco, ou unidades construtivas, facilitando a sua execução. Nos pilares P02 e P03 observa-se a utilização de alturas baixas, para altura do rodapé foi adotado o valor mínimo, devido as cargas mais baixas em relação ao P01.

- Tensões de trabalho

Para P01:

$$\sigma_{trab} \cong 0,42 MPa$$

$$\sigma_{lim} = 0,80 MPa$$

$$\sigma_{lim} > \sigma_{trab}$$

Para P02 e P03:

$$\sigma_{trab} \cong 0,46 MPa$$

$$\sigma_{lim} = 0,80 MPa$$

$$\sigma_{lim} > \sigma_{trab}$$

Todas as sapatas apresentaram a tensão limite maior que a carga de trabalho, portanto o concreto será capaz de resistir aos esforços solicitados na estrutura.

- Cálculo da taxa de aço

Para P01:

$$K6a = 316,58 \rightarrow K3 = 0,327$$

$$k6b = 68,07 \rightarrow K3 = 0,347$$

$$As'a = 3,40 cm^2/m$$

$$As'b = 5,35 \text{ cm}^2/m$$

Para P02 e P03:

$$k6a = 357,25 \rightarrow K3 = 0,338$$

$$k6b = 59,29 \rightarrow K3 = 0,362$$

$$As'a = 2,22 \text{ cm}^2/m$$

$$As'b = 4,58 \text{ cm}^2/m$$

- Cálculo da taxa de aço mínima

$$As'mín = 14,10 \text{ cm}^2/m$$

Comparando as taxas calculadas com a taxa mínima, observa-se o quanto a área de aço está baixa. Justificado pelas baixas cargas atuantes na fundação, fator que acentua a aplicabilidade da sapata no caso estudado.

Como a taxa de aço mínima foi maior para todas as sapatas, será adotado este valor para as mesmas.

- Comprimento do gancho de ancoragem

Para P01:

Balanço:

$$Ca = 55,5 \text{ cm}$$

$$Cb = 55 \text{ cm}$$

Ancoragem:

$$La = 47,5 \text{ cm}$$

Para P02 e P03:

Balanço:

$$Ca = 43 \text{ cm}$$

$$Cb = 45cm$$

Ancoragem:

$$La = 49,5$$

Em todas as sapatas, o balanço apresentou resultado superior à altura, portanto foi considerado para cálculo em todas as sapatas o primeiro caso.

As dimensões das sapatas deste trabalho mostraram resultados baixos, justificados pelas pequenas cargas atuantes sobre estas estruturas. Os momentos fletores, altura entre outros elementos dimensionados nas sapatas também apresentaram valores baixos, levando ao uso da taxa de aço mínima.

5. CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Após criterioso estudo das etapas que se seguiram ao projeto de dimensionamento do parque de armazenamento e processamento de soja, local no qual atuei como estagiário de campo por mais de um ano, me despertou para compreender melhor os métodos, critérios, etapas e leitura do projeto para aplicação em canteiro de obras que deu origem a estrutura do agronegócio na cidade de porto nacional.

Assim, a partir dos dados analisados que resultaram no projeto aprovado e executado podemos concluir que o projeto de fundação executado foi superdimensionado, observa-se uma variação de 26,5%, provavelmente em razão de coeficientes de segurança aplicados pelo software que a empresa empregou e os critérios de arredondamento na conversão da área em quantidade de barras de aço utilizado pelo software.

A fundação escolhida, estacas escavadas e moldadas *in loco*, elemento robusto em comparação tanto com as cargas quanto com a resistência do solo, sobretudo quando observamos as características do solo que passou por análise de composição e resistência mecânica e a própria topografia, indicando que pode ter havido pouca importância nos dados encontrados ou mesmo um superdimensionamento proposital, contrário aos princípios teóricos.

Com a ponderação de outros dois fatores agravantes para esta conclusão, o uso de uma taxa de aço majorada e o fck do concreto utilizado, na NBR 6122 descreve como fck máximo de projeto sendo 15 MPa, o executado foi concreto com fck de 20 MPa.

Conclui-se que no projeto executado caberia o emprego de sapatas como elementos de fundação, por serem os mesmos mais simples de execução, e seus desdobramentos nos campos práticos e financeiros.

Considerando o fato de a empresa dispor de mão de obra suficiente e maquinários necessários para execução dos serviços contratados, reforça a compreensão da utilização de sapatas como elementos de fundação.

A execução de estacas leva a outro questionamento:

É de senso comum a ocorrência de aproveitamento de projetos pelas construtoras em seus variados empreendimentos, portanto existe a possibilidade deste aproveitamento de projeto executado em outra região e por conveniência, urgência, praticidade ou relação custo x benefício de eventualmente iniciar um novo projeto a partir de dados prospectados em um novo campo ou correr o risco de perdas financeiras advindas de decisão (como a que percebemos foi avaliada como compensatória?)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1983. 201 p.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 1. Ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1994. 169 p.
- BUENO, B. S.; VILAR, O. M. **Mecânica dos solos**. 1. Ed São Carlos, 1979. 132 p.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. In: IV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, v. 1 Rio de Janeiro: 1978.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas**: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: Projeto Geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: Eesc Usp, 1999. 61 p.
- HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações**: Teoria e prática. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p.
- JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios**: qualidade total na gestão de projeto e execução. São Paulo: Pini, 2007. 221 p.
- MILITITSKY, J; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.
- PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3 Ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006. 367 p.
- SCHNAID, F.; **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. Fundações: teoria e prática, Hachich et al. (eds.), São Paulo, 1 Ed. Pini, 1996. 264 p.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VELLOSO, D. A.; **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 568 p.

YAZIGI, W. **A técnica de edificar**. 10 ed. São Paulo: Pini, 2009. 769 p.

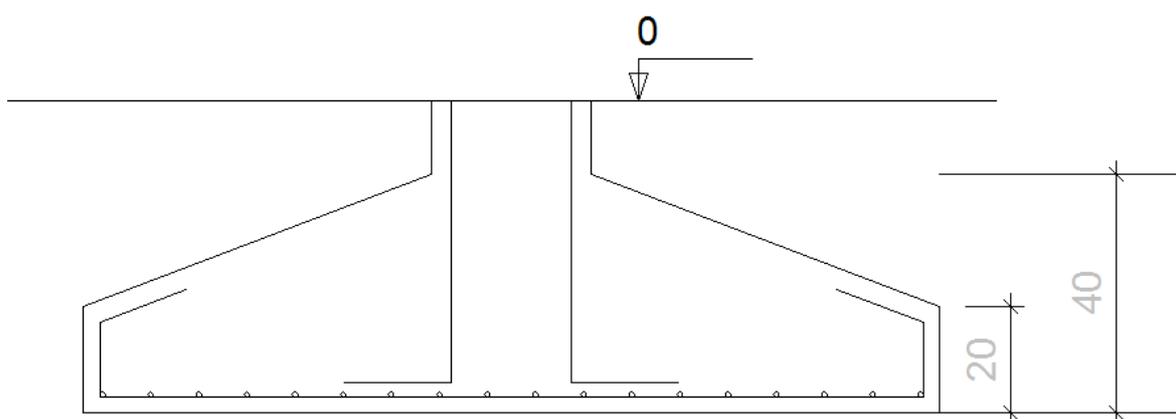
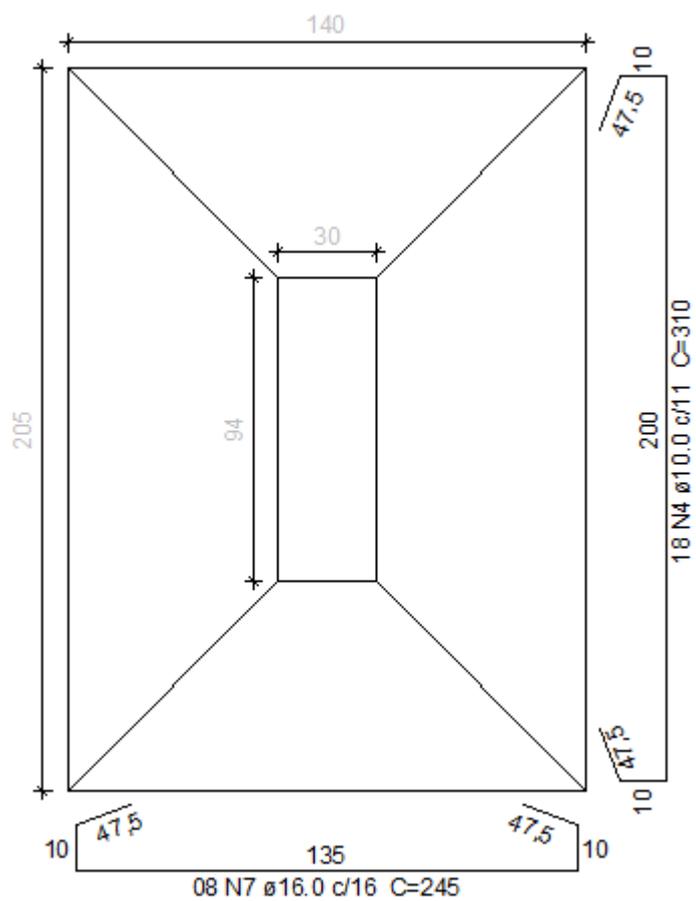
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010. 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 72250: **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982. 3 p.

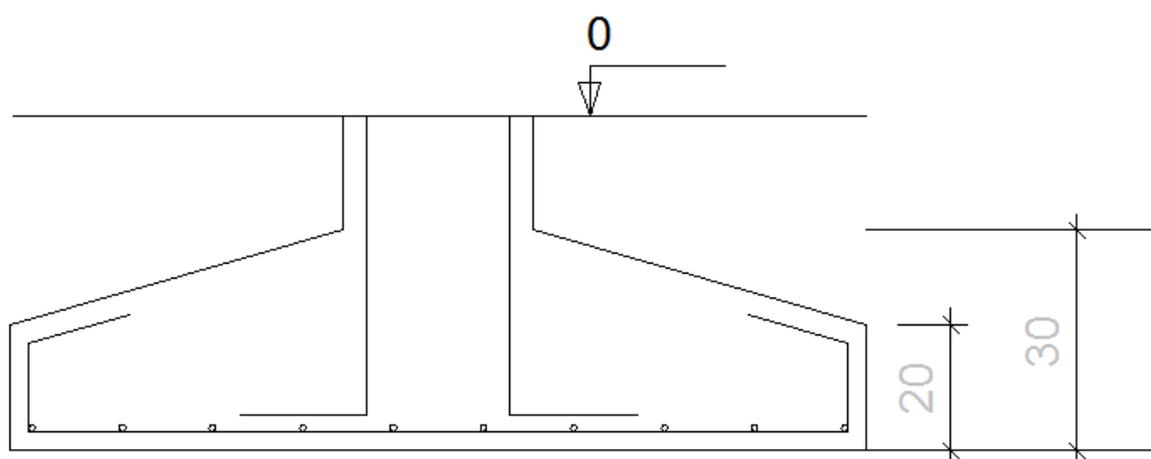
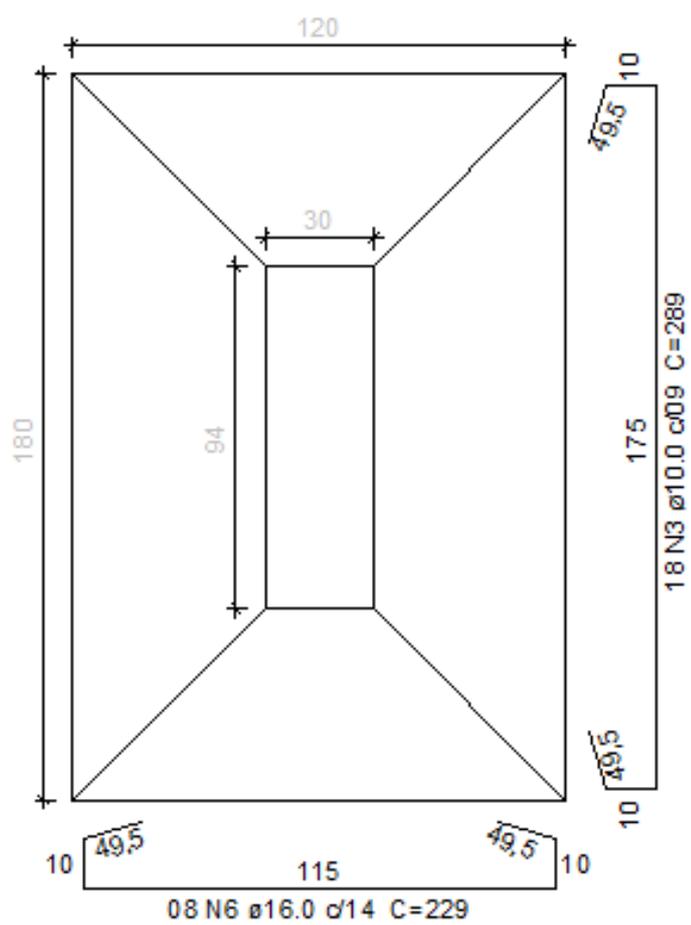
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: **Rochas e Solos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projetos de estruturas de concreto-procedimento**. 3 ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. 238 p.

APÊNDICE I - Projeto sapata P01

APÊNDICE II - Projeto sapata P02 e P03



ANEXO I - Laudo de sondagem

Técnica
Engenharia

site: www.tecnica.eng.br/
email: tecnicapeng@gmail.com

LAUDO DE SONDAGEM

Interessado:		Furo: SP 04	
Obra:		Folha: 09	
Local obra:		Data do Laudo: 29/10/12	

Descrições do amostrador: Diâmetro externo = 2 1/2" Peso batente = 65 Kg Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"
 Diâmetro interno = 1 3/8" Altura da queda = 75 cm Diâmetro da Haste = 1"

Profundidade	Nº da Amostra	N A 24 h	1º+2º 15	2º+3º 15	1º e 2º penetração					3º e 4º penetração	*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50			
-1,00	01											Argila média marrom com pedregulho médio laterítico e presença de matéria orgânica.
-2,00	02		26	32							compacta**	Silte arenoso vermelho amarelado com pedregulho médio laterítico.
-3,00	03		7	5							pouco compacta**	Silte arenoso variegado.
-4,00	04		6	5							pouco compacta**	
-5,00	05		10	9							mediamente compacta**	
-6,00	06		11	13							mediamente compacta**	
-7,00	07		18	20							compacta**	
-8,00	08		13	15							rija*	Silte argiloso variegado.
-9,00	09		11	14							rija*	
-10,00	10		14	15							rija*	Idem com pedregulho laterítico.
-11,00	11		19	21							dura*	
-12,00	12		22	25							dura*	
-13,00	13		21	25							dura*	
-14,00	14		23	26							dura*	Silte argiloso variegado.
-15,00	15		26	29							dura*	
-16,00	16		27	26							dura*	

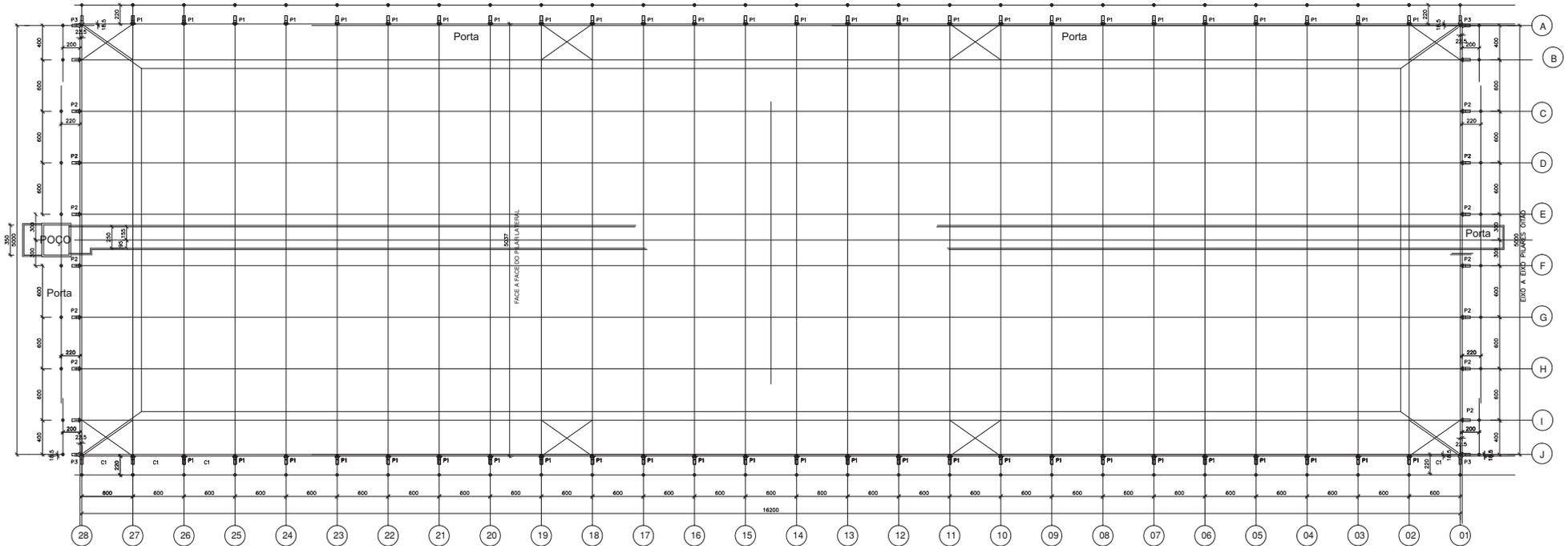
Nível d'água: Não foi alcançado	Cota do Furo: Elev. Google 237 m
Data do N.A.: 17/10/12	Prof. da sondagem: 15,45 m
Engº Resp.: Paulo Henrique Cordeiro - Crea TO 180511/D	Coordenadas: 22L: 787309
<i>Edvaldo José Cordeiro</i>	Equip: GPS12 Garmin UTM: 9825763

Técnica Engenharia Ltda
CREA-GO 6728/D

ANEXO II - Planta de carga e locação dos pilares

PLANTA DE LOCAÇÃO ESTACAS DOS PILARES GRANELEIRO "SEMI V" DE FARELO

ESC: 1:250



P1 - 52x
P2 - 16X
P3 - 4X
C1 - 64X
C2 - 4X

PREVISÃO ESTAQUEAMENTO

PILAR	CARGA (Tf)	ESTACA	
		INTERNA	EXTERNA
P1	Compressão	27,0	35,0
P1	Tração	4,0	2,5
P2(B-J)	Compressão	23,0	23,0
P2(B-J)	Tração	2,5	2,5
P2(B-J)	Compressão	23,0	23,0
P2(B-C-H)	Tração	2,5	2,5
P2(E-D-G-F)	Compressão	___,0	___,0
P2(E-D-G-F)	Tração	___,0	___
P3	Compressão	23,0	23,0
P3	Tração	2,5	4,0

ESTACAS NO REATERRO (P2- EXDOS E-F)
DEVEM SER FEITAS NA PROFUNDIDADE máxima

PROFUNDIDADE ESTACAS ϕ 30cm

P1 interna 13,0m
P1 externa 14,0m(mínimo)escavar a primeira até a água e informar
P3 13,0m
P2 13,0m
P2(exco E-F) máxima profundidade até a água

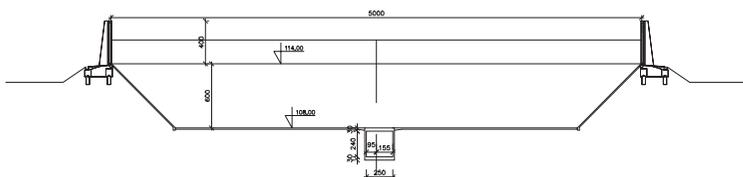
para a região do graneleiro foi considerado o SP4 com 2 a 3,0m de aterro

Proj Ref:

010.12.UAR.EAR.001.01.R01
010.12.UAR.EAR.001.02.R02

Concreto estacas 20MPa
Concreto TUNEL 25 MPa
Concreto PRE MOLDADO 30 MPa
Verificar medidas na obra.

CORTE BB



3				
2				
1				
0	Emissão Inicial	24/12/13	Lorenzoni	
Rev.	Descricao	Data	Verif.	Aprov.

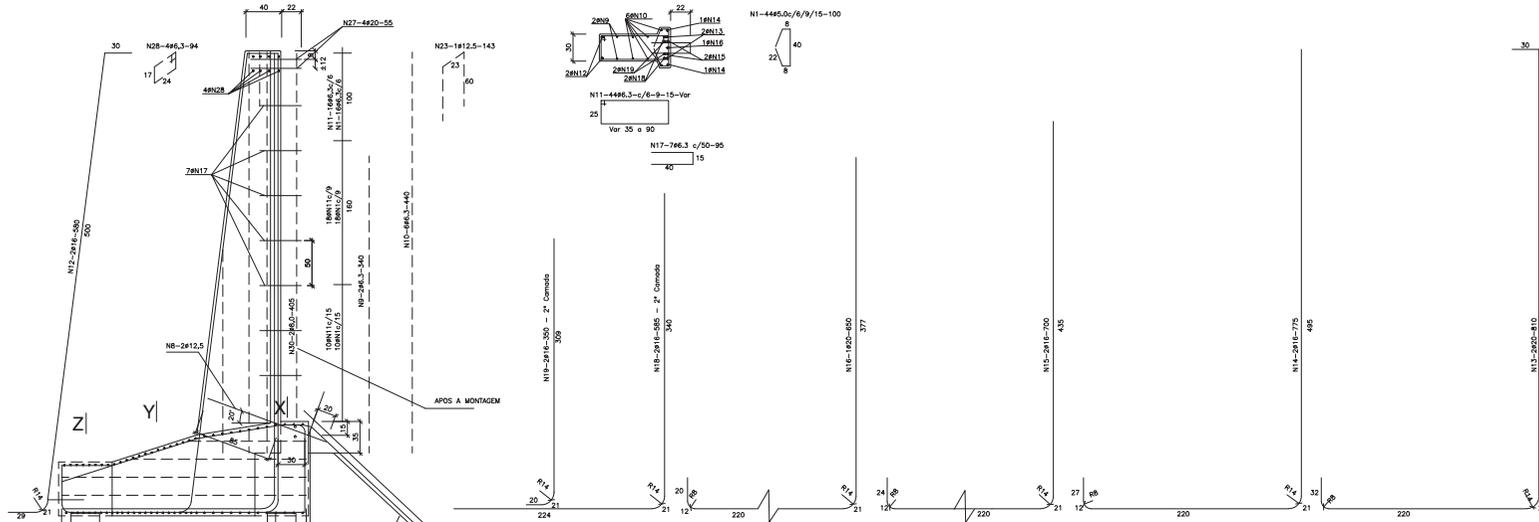
PROJETO ESTRUTURAL

Prop. Local LOCAL
Obrá GRANENEIRO.FARELO esc. 1:250
Titulo LOCAÇÃO.ESTACAS/PILAR data 24/12/13
art. ART
des. DESENHO
cópia - A1
Projeto PROJETO
nº 667-LE02-003-R00

03

ANEXO III - Projeto dos pilares

ARMAÇÃO PILAR P1 (EIXO 3 a 9- 12 a 17-20a 26)



CORTE PILAR

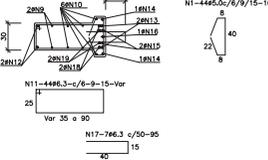
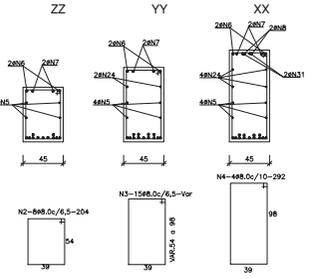


TABELA DOS FERROS

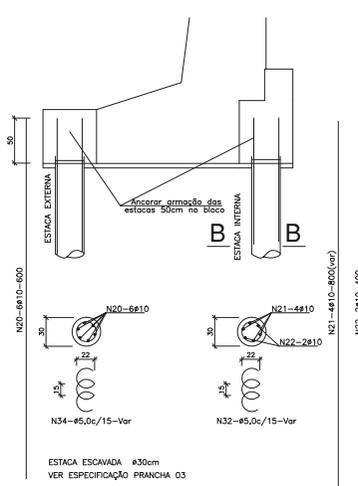
N	Ø	QUANT.	COMPRIMENTO UNIFORME (m)	COMPRIMENTO TOTAL (m)
1	5,0	44	100	44,0
2	8,0	8	204	16,3
3	8,0	23	Var	57,0
4	8,0	4	292	11,7
5	8,0	4	332	13,3
6	16,0	2	715	14,3
7	20,0	2	350	7,0
8	12,5	3	280	7,8
9	6,3	2	340	6,8
10	6,3	6	440	26,4
11	6,3	44	Var	79,8
12	16,0	2	580	11,6
13	20,0	2	810	16,2
14	16,0	2	775	15,5
15	16,0	2	700	14,0
16	20,0	1	650	6,5
17	6,3	7	95	6,6
18	16,0	2	585	11,7
19	16,0	2	350	7,0
20	10,0	6	600	36,0
21	10,0	4	800	32,0
22	10,0	2	400	8,0
23	12,5	1	143	1,4
24	8,0	4	Var	7,6
25	12,5	3	400	12,0
26	12,5	4	600	24,0
27	20,0	4	55	2,2
28	6,3	4	94	3,4
29	8,0	4	150	6,0
30	8,0	2	400	8,0
31	10,0	2	253	5,0
32	5,0	1	Var	40,0
33				
34	5,0	1	Var	30,0
RESUMO				
Ø	COMPR. (m)	PESO (kg)	PESO (+10%)	
	ACØ CA 60			
4,2				
5,0	114	18	20	
	ACØ CA 50			
6,3	123	31	34	
8,0	120	48	53	
10,0	81	50	55	
12,5	39	38	41	
16,0	74	117	129	
TOTAL				
20,0	35,6	89	98	
			4,28	

TOTAL 24 PILARES

CORTE BLOCO



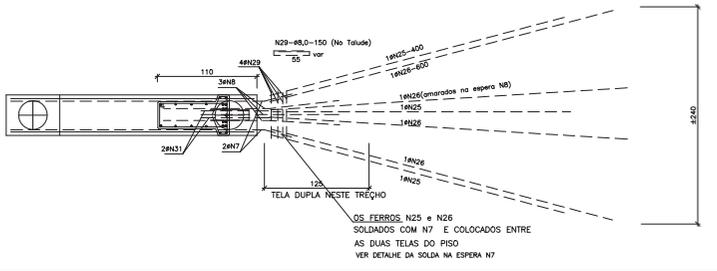
ARMAÇÃO ESTACAS



Concreto 30 MPa
 Aço CA 50-CA 60
 Verificar medidas na obra.
 Estrutura pré moldada
 Controle de qualidade rigoroso nos cobrimentos
 NBR 6118:2003 - 7.4.7.4
 AÇO CA50 Soldavel

Cobrimento:
 Pilar 2,5cm
 Bloco 3,0cm
 Usar espaçador para manter o recobrimento

ESPERA NO BLOCO



-ESTRIBO ELICOIDAL DAS ESTACAS, AMARRAR EM TODOS OS FERROS
 -ESPERA P/ ANCORAGEM DA ARMAÇÃO DAS ESTACAS NO BLOCO, DEVEM SER RIGOROSAMENTE OBSERVADAS.
 CHUMBADOR-REFORÇO (N27) VER DETALHE NO PILAR PRANCHA 78

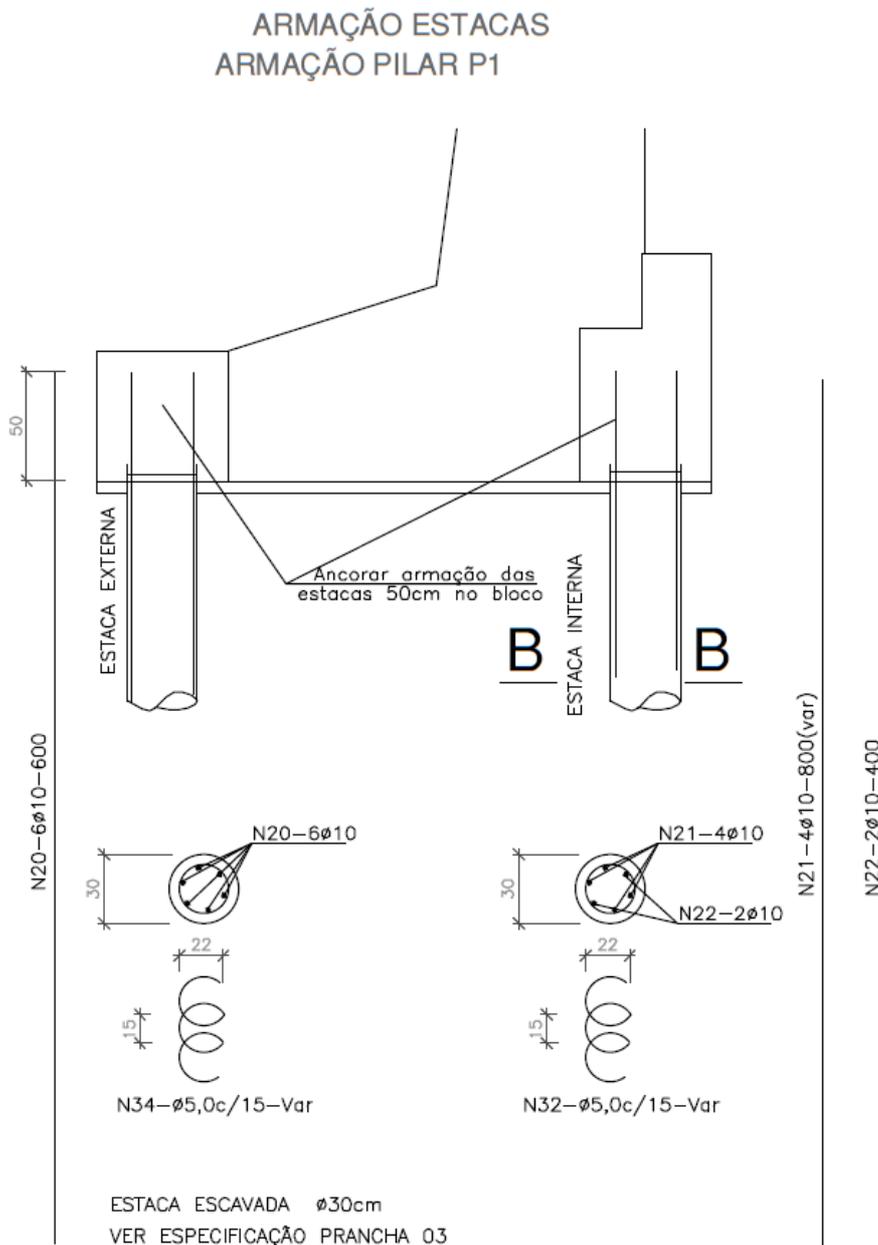
4				
3				
2				
1				
0	Emissão Inicial	30/10/13	Lorenzoni	
Rev.	Descrição	Data	Verif.	Aprov.

PROJETO ESTRUTURAL

Prop. PROPRIETARIO Local LOCAL
 Obra GRANELEIRO.FARELO
 Título ARMAÇÃO.PILAR/BLOCO.P01
 Esc. 1:25
 data 30/10/13
 art. ART
 des. DESENHO
 copia - A1
 Projeto PROJETO
 n°NUMERO

80

ANEXO IV - Armação das estacas executas



ANEXO V - Projeto arquitetônico do armazém

