



KLS

Fundações

Fundações

Bárbara Nardi Melo

© 2019 por Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida ou transmitida de qualquer modo ou por qualquer outro meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia, gravação ou qualquer outro tipo de sistema de armazenamento e transmissão de informação, sem prévia autorização, por escrito, da Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Presidente

Rodrigo Galindo

Vice-Presidente Acadêmico de Graduação e de Educação Básica

Ana Lucia Jankovic Barduchi

Danielly Nunes Andrade Noé

Grasiele Aparecida Lourenço

Isabel Cristina Chagas Barbin

Thatiane Cristina dos Santos de Carvalho Ribeiro

Conselho Acadêmico

André Baltazar Nogueira

Roberta Lopes Drekenner

Revisão Técnica

André Baltazar Nogueira

Roberta Lopes Drekenner

Editorial

Elmir Carvalho da Silva (Coordenador)

Renata Jéssica Galdino (Coordenadora)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Melo, Bárbara Nardi

M528f Fundações / Bárbara Nardi Melo. – Londrina : Editora e Distribuidora Educacional S.A., 2019.
192 p.

ISBN 978-85-522-1402-1

1. Investigação geotécnica. 2. Fundações diretas. 3. Fundações por estacas. I. Melo, Bárbara Nardi. II. Título.

CDD 690

Thamiris Mantovani CRB-8/9491

2019

Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Avenida Paris, 675 – Parque Residencial João Piza

CEP: 86041-100 — Londrina — PR

e-mail: editora.educacional@kroton.com.br

Homepage: <http://www.kroton.com.br/>

Sumário

Unidade 1	
Introdução ao estudo das fundações e análise dos solos	7
Seção 1.1	
A investigação geotécnica no projeto de fundações	8
Seção 1.2	
Ensaio de campo	20
Seção 1.3	
Sondagem de Simples Reconhecimento – SPT	35
Unidade 2	
Tipos de fundações e metodologias executivas	53
Seção 2.1	
Fundações diretas	55
Seção 2.2	
Fundações por estacas.....	66
Seção 2.3	
Escolha do tipo de fundação	80
Unidade 3	
Dimensionamento de fundações diretas.....	95
Seção 3.1	
Capacidade de carga de fundações diretas.....	96
Seção 3.2	
Dimensionamento de fundações rasas diretas	113
Seção 3.3	
Dimensionamento de tubulões.....	131
Unidade 4	
Dimensionamento de fundações por estacas	145
Seção 4.1	
Capacidade de carga de fundações por estacas	146
Seção 4.2	
Verificação de desempenho.....	162
Seção 4.3	
Dimensionamento de estacas.....	175



Palavras do autor

Olá, aluno! A partir de agora você conhecerá uma das grandes áreas da engenharia civil, presente em todas as outras e que descreve a atuação do engenheiro civil geotécnico. A geotecnia é uma das áreas da engenharia civil que aplica os diversos conhecimentos da engenharia no projeto e execução dos elementos das construções que necessitam da análise do comportamento de solos e/ou rochas. Esta é uma área muito abrangente e pode ser subdividida em engenharia de fundações, engenharia de túneis, engenharia de barragens, engenharia de pavimentação e geotecnia ambiental. Veja quantas possibilidades de atuação no mercado de trabalho você tem nesta área! Nesta disciplina, nosso foco será a engenharia de fundações, e iremos juntos desvendar o que há abaixo das estruturas que vemos quando andamos pelas ruas, já que toda obra de engenharia (casas, edifícios, galpões, pontes, viadutos, portos, aeroportos, barragens, estação de tratamento de água, etc.) precisa de uma base sólida e estável para cumprir adequadamente sua finalidade.

Na primeira unidade de ensino, você conhecerá melhor a engenharia de fundações e qual a importância da investigação geotécnica nesta área, verá que há várias formas de analisarmos o subsolo, e será capaz de planejar o estudo do solo, interpretar os resultados de ensaios de campo e compreender como será seu comportamento quando solicitado pelas obras de engenharia.

Já na Unidade 2, você conhecerá os diversos tipos de fundações que podem ser adotados, quais materiais são comumente aplicados, quais equipamentos são utilizados e como estes elementos interagem com o solo e com o lençol freático. E conhecendo profundamente os tipos e as metodologias executivas, você conseguirá escolher a melhor solução de fundação.

Na Unidade 3 você começará a projetar as fundações diretas, que compreendem as sapatas, os blocos, os radiers e os tubulões, para isso verificará a resistência dos solos, determinará qual o melhor formato estrutural e profundidade para transmitir as cargas das edificações para o solo. Seu desafio de projetar continuará na última unidade com as fundações por estacas, sendo necessário também verificar a resistência dos solos e qual será a melhor forma de interação entre o elemento estrutural e o maciço que o envolverá, sempre atento às recomendações das normas brasileiras.

Como o escopo desta disciplina está abaixo do nível do terreno e não pode ser visualizado na maioria dos casos, seja curioso! Observe com atenção as obras que estão iniciando na sua cidade, será muito divertido reconhecer o que você está vendo com o que estudou, vamos lá?

Unidade 1

Introdução ao estudo das fundações e análise dos solos

Convite ao estudo

Seja bem-vindo à primeira unidade da disciplina de *Fundações!*

Para iniciar nossos estudos na engenharia de fundações, precisamos colocar o solo como o grande protagonista. As edificações projetadas por nós exercerão diversas solicitações nos solos, e nosso desafio será encontrar a melhor forma de obter a resistência necessária. Por isso, precisaremos conhecer suas características, descobrir suas peculiaridades e entender seu comportamento por meio de amostragens, de ensaios laboratoriais e de campo. Você precisará conhecer profundamente os ensaios disponíveis no mercado, destacando o ensaio SPT e quais parâmetros de engenharia serão necessários em cada projeto, isso fará com que você consiga planejar com maior eficiência a prospecção geotécnica e interpretar os dados de relatórios preexistentes.

Pensando em uma atuação na área, imagine que você se tornou um pesquisador de uma grande instituição, que tem como objetivo criar um campo experimental. Diversos tipos de fundações serão construídas e testadas neste local para gerar dados que subsidiarão as dissertações de mestrado e as teses de doutorado, não apenas desta instituição, mas de diversas outras do país. Como responsável, você precisará elencar os serviços necessários, levantar os recursos financeiros e acompanhar todas as atividades que serão desenvolvidas no local para garantir que tudo seja executado de acordo com as normas vigentes.

Dentro deste contexto, você irá refletir sobre a atuação do engenheiro geotécnico, sobre a importância da investigação geotécnica, quais são os tipos de ensaios de campo e quais parâmetros busca-se obter de acordo com as recomendações normativas, como fazer um planejamento de a prospecção e como estas informações são transmitidas em laudos e relatórios.

E aí, empolgado? Vamos começar entendendo o papel das fundações nas edificações e por que é tão importante estudarmos o subsolo.

A investigação geotécnica no projeto de fundações

Diálogo aberto

Aluno, você já parou para pensar que todas as construções, desde a Antiguidade, possuem fundações? Não a vemos, mas sabemos que ela é responsável por proporcionar uma base sólida e estável a qualquer estrutura. Se pensarmos nas palafitas (troncos cravados no solo para suspender casas em regiões alagadiças) e nos grandes blocos de rocha usados na Antiguidade, entenderemos que as fundações sempre preocuparam os construtores, até porque, em cada local estas estruturas se comportariam de formas diferentes devido à grande heterogeneidade dos solos.

Podemos descrever a análise do comportamento dos solos e das rochas como uma das áreas de atuação do engenheiro civil, trabalhando com ensaios de campo que irão verificar as características dos solos no local da obra, ou em laboratórios de mecânica dos solos e das rochas.

Em uma atuação profissional, considere que você se tornou um pesquisador de uma grande instituição, que tem como objetivo criar um campo experimental, e como engenheiro geotécnico, sabe que para analisar adequadamente as fundações, precisamos conhecer o comportamento do solo por meio de ensaios de campo e laboratoriais, bem como testar fundações no local. E para levantar os recursos necessários, você deverá elaborar um relatório destacando a importância de uma ampla investigação geotécnica, os impactos deste estudo, ou da ausência dele nas obras de engenharia, além dos parâmetros que se busca obter de acordo com as recomendações normativas. Este relatório deverá ser elaborado de acordo com a NBR 14724 – Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos - Apresentação (ABNT, 2011), disponível na Biblioteca Virtual.

Para ter sucesso nesta atividade, você deve entender o que é fundação, como ela atua nas edificações, atentar à importância da investigação geotécnica nos projetos de fundação, à quais informações buscamos numa prospecção e quais os riscos para as construções se negligenciarmos esta etapa.

Vamos em frente que nosso desafio está só começando!

Aluno, para você compreender a engenharia de fundações, nosso foco neste livro, o convidamos a observar as edificações ao seu redor e refletir: qual é a base desta estrutura? O que a faz ser estável mesmo sendo tão grandiosa? Ficou curioso? Comece a observar as edificações e imaginar o que há abaixo do nível do terreno, passe a olhar as obras nas ruas com mais atenção, já que desde os primórdios as fundações estão presentes em todas as obras de engenharia, pois qualquer edificação necessita de uma base sólida e estável.

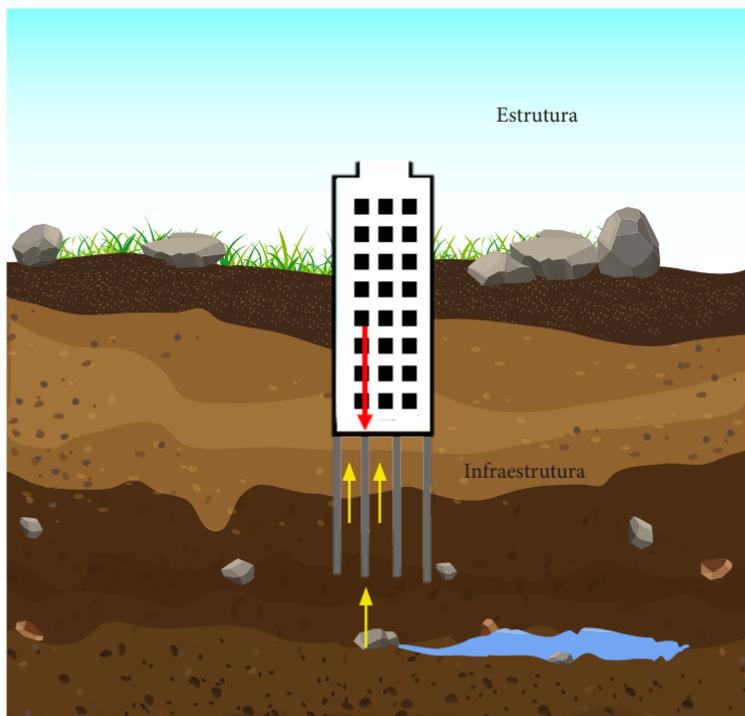
O grande desafio neste setor é prever o comportamento dos solos sempre que houver aplicação de tensões, como temos nas fundações, no alívio de tensões, como no caso das escavações ou com o fluxo de água nos seus vazios, como temos nas barragens de terra. O solo não possui comportamento com tensão e deformação uniforme ou controlada, como outros materiais de construção civil, a exemplo do aço ou do concreto. Pela dificuldade de coletar e transportar amostras, muitas vezes não conseguimos reproduzir no laboratório as condições do local da obra. É por isso que o profundo conhecimento da mecânica dos solos e das rochas, o bom senso gerado pela observação e a experiência se tornam tão importantes para projetar e executar obras de fundações.

Neste contexto, a principal norma brasileira da área de fundações, a NBR 6122 – Projeto e execução de fundações inicia ressaltando que:

“Reconhecendo que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua publicação (ABNT, 2019, p. 1).

Para entender o que é uma fundação é necessário analisar a relação da estrutura com a infraestrutura e a interação solo-fundação, como podemos observar na Figura 1.1. Em algumas situações contaremos também com a mesoestrutura para auxiliar na melhor distribuição das cargas.

Figura 1.1 | Elementos de fundação na estrutura



Fonte: adaptado de iStock.

A infraestrutura é o conjunto de elementos de fundação, de modo que cada elemento é formado pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve com o objetivo de transferir as cargas da estrutura para o solo. Esta interação irá evitar o colapso da estrutura que pode ocorrer de forma catastrófica ou por deformações excessivas que impeçam a estrutura de cumprir com a finalidade para a qual foi projetada.



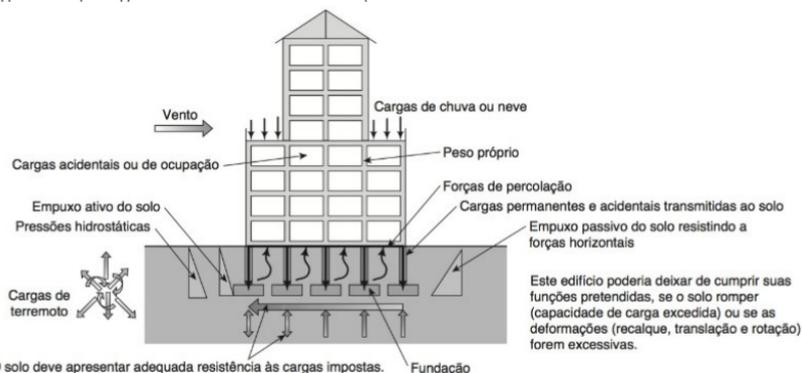
Exemplificando

A estrutura (ou superestrutura) é formada por pilares, vigas, lajes, alvenaria estrutural, a mesoestrutura pode ser adotada ou não como ligação dos pilares às fundações por meio dos blocos de coroamento e a infraestrutura é formada pelos elementos de fundação (sapatas, tubulões, estacas e radier).

Mas a interação entre o elemento estrutural e o maciço de solo ou rocha ocorrerá sempre da mesma forma? Cada obra de fundações será uma

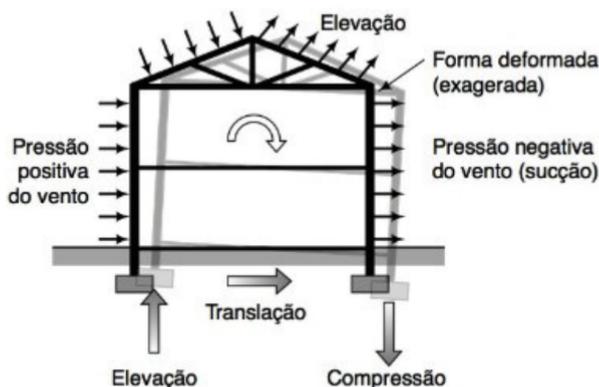
experiência única, as características do subsolo serão diferentes de um local para o outro, as cargas das edificações terão natureza e grandeza distintas, conforme podemos visualizar nas Figuras 1.2 e 1.3.

Figura 1.2 | Cargas estáticas de uma edificação



Fonte: Budhu (2017, p. 29).

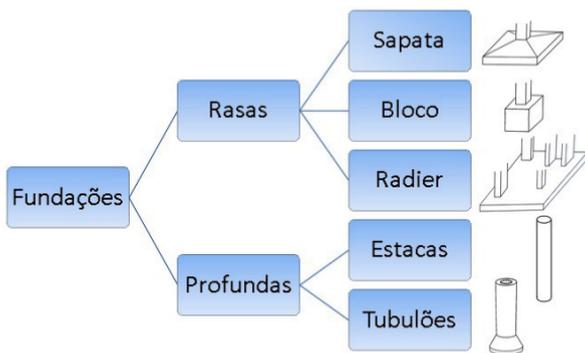
Figura 1.3 | Cargas dinâmicas de uma edificação geradas pelo efeito do vento



Fonte: Budhu (2017, p. 30).

Tanto as cargas estáticas (permanentes, acidentais, do solo, hidrostáticas, da neve e da chuva) como as cargas dinâmicas (de impacto, de operação de maquinário, de vento ou terremoto) serão analisadas por um engenheiro estrutural e indicadas no projeto de cargas e pilares em termos de forças verticais, forças horizontais e momentos. Conhecendo as cargas, o local da obra e o subsolo, o engenheiro geotécnico escolherá o tipo de fundação (Figura 1.4) considerando os aspectos técnicos e econômicos.

Figura 1.4 | Tipos de fundações



Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 12-13).

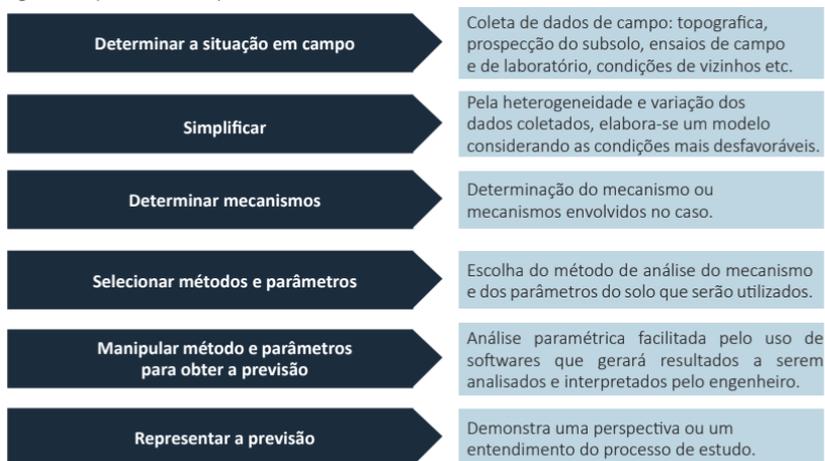


Refleta

O contato entre o elemento estrutural de fundação e o maciço irá gerar um sistema resistente que receberá e dissipará os esforços provocados pela superestrutura ao longo da profundidade do solo. Qual o papel da coesão (solos finos) e do atrito do solo (solos granulares) neste processo?

Pela grande quantidade de dados, metodologias e análises, Velloso e Lopes (2010) destacam que o processo de previsão para qualquer problema geotécnico segue a dinâmica da Figura 1.5.

Figura 1.5 | Processo de previsão



Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 3).

Neste processo fica claro que a primeira etapa de um projeto de fundações ou de obras de terra é conhecer o local (topografia e dados sobre as construções vizinhas) e investigar o subsolo, já que precisamos conhecer os tipos de solo, a profundidade e a espessura da camada em que ocorrem, resistência, compacidade dos solos granulares e a consistência dos solos coesivos, a profundidade do topo rochoso e suas características (litologia, grau de decomposição, etc.), e a localização do nível d'água (NA). Tais informações são obtidas em ensaios laboratoriais, destacando os de caracterização, como o de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação), dos limites de Atterberg e os de índices físicos (umidade, peso específico aparente e peso específico dos grãos) e em ensaios de campo, também conhecidos como ensaios *in situ*, que são executados no local da obra.

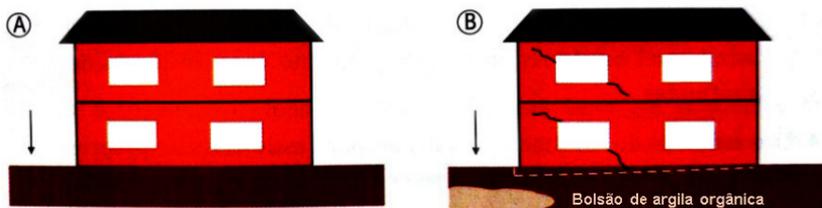
A principal norma brasileira de fundações, NBR 6122 – Projeto e execução de fundações, recomenda que seja feito um reconhecimento inicial do local, uma investigação geológica dependendo do porte da obra, uma investigação geotécnica preliminar, que corresponde ao ensaio SPT em qualquer edificação e uma investigação geotécnica complementar dependendo das peculiaridades do subsolo e do projeto, sendo caracterizado como complementar as sondagens mistas e rotativas, sondagem à percussão com medida de torque (SPT-T), ensaio de cone, ensaio de palheta (*vane test*), ensaio de placa, ensaio pressiométrico, ensaio dilatométrico, ensaios sísmicos, ensaios de permeabilidade e ensaio de perda d'água (ABNT, 2019).

Velloso e Lopes (2010) complementam apontando que o projetista de fundações deverá definir o programa de investigação mais adequado para a obra, podendo ocorrer em três etapas:

1. Investigação preliminar: conhecer as principais características do subsolo.
2. Investigação complementar ou de projeto: caracterizar as camadas mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações.
3. Investigação para fase de execução: confirmar condições de projeto que são críticas na obra.

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), os problemas de fundações estão associados principalmente à ausência de investigação ou à investigação insuficiente ou mal interpretada pelos engenheiros. E isso se agrava nas obras de pequeno porte, pois pela falta de investigação, possuem soluções inadequadas de fundações, gerando em sua maioria trincas causadas por recalques, representadas na Figura 1.6B.

Figura 1.6 | (A) Perfil otimista; (B) perfil real



Fonte: Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 57).

Quando não há a realização de qualquer ensaio de prospecção do subsolo o risco da adoção de uma metodologia de execução inadequada é enorme, já que não saberemos se trata de um solo com baixa resistência, se é expansivo ou colapsível, por exemplo.

Nos casos das obras com investigação insuficiente, tanto em número de pontos, como na profundidade dos ensaios, corremos o risco de não detectar as variações das espessuras das camadas do solo, ou a presença de bolsão de argila mole, como indicado na Figura 1.6B, bem como, as variações do topo rochoso ou presença de “matacão”.



Pesquise mais

Aprofunde-se nos problemas causados nas edificações por falta de um programa adequado de investigação do subsolo, lendo o capítulo 2 do livro *Patologia das fundações* disponível na Biblioteca Virtual. MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

No Brasil, a prospecção adequada do solo custa cerca de 0,2 a 0,5% do custo total de obras convencionais, valor significativamente menor comparado aos dos problemas gerados pela ausência em erros de projeto, atrasos no cronograma, custos com alterações construtivas, construção de reforço de fundações, riscos da estrutura e até mesmo possíveis ações judiciais. Destacando que chamamos de obras convencionais, estruturas que não envolvem riscos excepcionais (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).



Assimile

Toda edificação, independente do porte, necessita de uma investigação geotécnica adequada, de acordo com as recomendações da NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios (ABNT, 1983). Isso trará muito mais segurança ao

seu projeto e custará muito menos comparado aos custos dos problemas que você poderá ter. Fique esperto!

Como vimos no início, a engenharia de fundações não é uma ciência exata e pela dificuldade de prever o comportamento dos solos é imprescindível seguirmos com atenção as normas que orientam o planejamento da investigação. Abaixo, seguem as principais normas brasileiras sobre o assunto:

- NBR 8044: Projeto geotécnico - Procedimento - esta norma estabelece os procedimentos a serem observados nos estudos e projetos geotécnicos.
- NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – norma que especifica os procedimentos mínimos e a profundidade das sondagens.
- NBR 12722: Discriminação dos serviços para construção de edifícios – nesta norma podemos verificar a importância da investigação geotécnica na fase de estudos preliminares, vemos os serviços referentes ao projeto geotécnico.



Pesquise mais

Agora que você conheceu a engenharia de fundações e percebeu a importância da investigação do subsolo, potencialize seus estudos com a leitura indicada do artigo publicado no COBRAE pelo prof. Fernando Marinho (USP). Você aprenderá a importância da investigação geotécnica, o que buscamos e as tecnologias envolvidas.

MARINHO, F. A. M. Investigação geotécnica para quê? In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, IV COBRAE, 2005, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2005, v. 2.

Sem medo de errar

Aluno, você como engenheiro geotécnico e pesquisador deverá elaborar um relatório destacando a importância de uma ampla investigação geotécnica, os impactos deste estudo, ou da ausência dele nas obras de engenharia e quais parâmetros busca-se obter de acordo com as recomendações normativas.

Seu relatório deverá conter três partes importantes: introdução, desenvolvimento e conclusão. Na introdução do seu relatório você deverá apresentar

brevemente o que é investigação geotécnica, qual seu objetivo na engenharia de fundações e qual o objetivo deste relatório em relação ao campo experimental. Neste trecho, você deverá destacar que as fundações apenas serão adequadamente projetadas se conhecermos as características dos solos. E como temos vários tipos de fundações disponíveis no mercado brasileiro, precisamos entender como será a interação de cada tipo de fundação com o maciço de solo que o envolve e quais são os riscos quando não investigamos ou planejamos inadequadamente a prospecção do subsolo.

Já no desenvolvimento, você irá descrever o papel da infraestrutura nas edificações e apresentar quais as informações buscamos na prospecção do subsolo e destacar porque é importante conhecermos os tipos de solo, a profundidade e a espessura da camada em que ocorrem, resistência, compacidade dos solos granulares e a consistência dos solos coesivos, a profundidade do topo rochoso e suas características (litologia, grau de decomposição, etc.), localização do nível d'água (NA).

Por fim, na conclusão destacaremos que estes estudos embasarão diversos trabalhos científicos no país, desenvolvendo novas tecnologias e métodos de análise que tornarão as fundações mais seguras e econômicas.

O argumento utilizado neste relatório é utilizado todos os dias por profissionais da área, convencendo seus clientes, outros engenheiros, entidades públicas e privadas sobre a importância das sondagens, e é seu dever mostrar os riscos se negligenciarmos o estudo do comportamento dos solos.

Avançando na prática

Planejando uma investigação geotécnica

Descrição da situação-problema

Você, engenheiro civil, foi consultado pela equipe de engenharia de uma grande rede de hospitais para planejar a investigação geotécnica de uma nova unidade que será construída na sua cidade. Como você conhece bem o local, pois já atuou em obras próximas, sabe que há grande chance de haver “matações” no local, que são grandes fragmentos de rocha enterrados no solo e interferem significativamente o custo da obra. E sabe que antigamente muitos entulhos foram depositados de forma irregular no local. Por isso, antes de enviar o orçamento deste serviço, decidiu enviar um e-mail descrevendo todas as etapas de investigação que possivelmente seriam necessárias devido às peculiaridades do local. Vamos lá, elabore o texto, pois o cliente tem pressa!

Resolução da situação-problema

Neste e-mail, será fundamental destacar que o planejamento adequado da investigação, respeitando todas as etapas necessárias frente às peculiaridades do local, resultará na melhor solução de fundação.

Prezados senhores,

Atuo na região há algum tempo e gostaria de destacar que o subsolo do local da obra pode apresentar algumas peculiaridades. Isso interferirá na quantidade de etapas da investigação, já que apenas sondagens SPT em quantidade mínima de norma poderá não ser o suficiente.

Estou prevendo as seguintes etapas para este estudo.

- Investigação preliminar: conhecer as principais características do subsolo.
- Investigação complementar ou de projeto: caracterizar as camadas mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações.
- Investigação para fase de execução: confirmar condições de projeto que são críticas na obra.

Em breve enviarei o orçamento solicitado, mas desde já me coloco à disposição para quaisquer esclarecimentos.

Atenciosamente,

Engenheiro civil

Faça valer a pena

1. O levantamento topográfico e a investigação geotécnica são as primeiras etapas para a elaboração dos projetos de qualquer edificação. De acordo com AECweb:

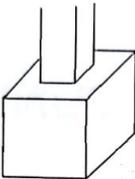
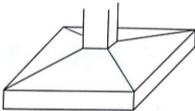
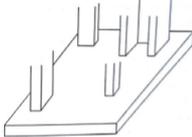
“Quando não se conhece o que há no subsolo, é grande a chance de super ou subdimensionar a fundação ou a estrutura. Para evitar acidentes e também economizar no total gasto com a construção, é fundamental conhecer a resistência do solo. (AECweb, 20xx)

Neste contexto, assinale a alternativa que indica corretamente as informações que buscamos em um ensaio de campo.

- a) Tipos de solo, a profundidade e a espessura da camada em que ocorrem, granulometria das partículas, presença de matéria orgânica, fertilidade do solo, presença de microrganismos intemperizadores.
- b) Teor de oxigênio no solo, compacidade dos solos granulares e a consistência dos solos coesivos, a profundidade do topo rochoso e suas características (litologia, grau de decomposição, etc.), localização do nível d'água (NA).
- c) Tipos de solo, a profundidade e a espessura da camada em que ocorrem, resistência, granulometria das partículas, presença de matéria orgânica, fertilidade do solo, presença de gases tóxicos no solo.
- d) Tipos de solo, a profundidade e a espessura da camada em que ocorrem, resistência, compacidade dos solos granulares e a consistência dos solos coesivos, a profundidade do topo rochoso e suas características (litologia, grau de decomposição, etc.), localização do nível d'água (NA).
- e) Homogeneidade do solo, compacidade dos solos granulares e a consistência dos solos coesivos, a profundidade do topo rochoso e suas características (litologia, grau de decomposição, etc.), localização do nível d'água (NA).

2. A NBR 6122 (ABNT, 2019) traz os tipos de fundações utilizadas no Brasil e as classifica em dois grupos, sendo uma das fundações rasas e outra das fundações profundas.

Analisar as colunas abaixo com os nomes e as ilustrações genéricas das fundações.

A. Tubulões		B. Radier	
I		II	
C. Blocos		D. Estacas	
III		IV	
E. Sapatas			
V			

Assinalar a alternativa que associa e classifica corretamente as fundações de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019).

- a) Fundações profundas: A-V; D-II e fundações rasas: B-IV; C-I; E-III.
- b) Fundações profundas: A-II; D-V e fundações rasas: B-IV; C-I; E-III.
- c) Fundações profundas: B-IV; C-I; E-III e fundações rasas: A-II; D-V.
- d) Fundações profundas: B-IV; C-III; E-I e fundações rasas: A-II; D-V.
- e) Fundações profundas: A-II; D-V e fundações rasas: B-IV; C-III; E-I.

3. A NBR 6122 (ABNT, 2019) é a principal norma de fundações e apresenta recomendações específicas quanto à investigação geotécnica para projetos de fundações. Com base nesta norma, analise as asserções abaixo:

- I. A norma recomenda a investigação geotécnica preliminar para obras de pequeno porte, como pequenas residências, apenas com análise tátil-visual do solo;
- PORQUE
- II. É o suficiente para classificar os solos. E se durante a execução ocorrer imprevistos, a recomendação é fazer uma investigação complementar com ensaio SPT.

E em relação às asserções assinale a alternativa correta.

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

Ensaio de campo

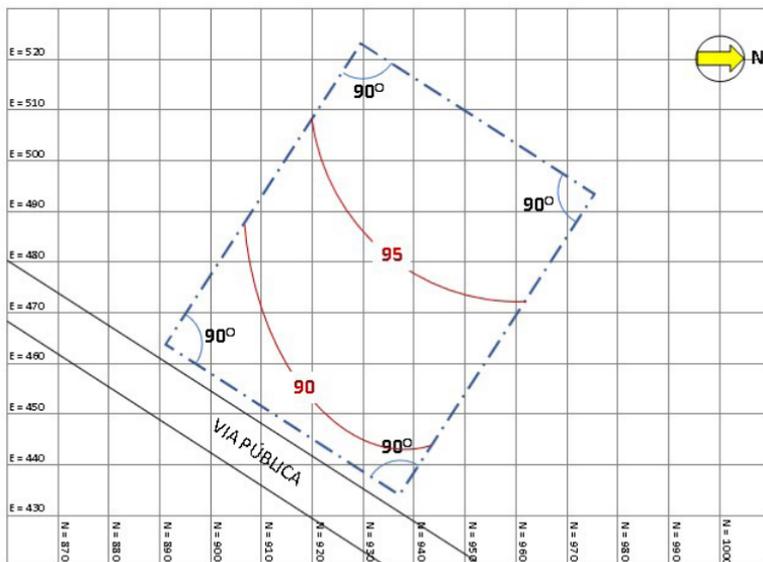
Diálogo aberto

Olá, aluno! Seja bem-vindo a mais uma seção de estudo sobre investigação geotécnica!

Primeiro, precisamos determinar a quantidade e a disposição ideal dos pontos de sondagens no terreno, sempre respeitando os critérios mínimos recomendados pelas normas brasileiras. Dentro do planejamento da prospecção está a escolha dos ensaios, pois para projetar e executar adequadamente as fundações e obras de terra existem vários ensaios disponíveis no mercado, além do SPT, que trazem uma grande diversidade de parâmetros dos solos e das rochas.

Retomando nosso contexto em que você é um pesquisador de uma grande instituição, seu objetivo é criar um campo experimental. Seu relatório foi um sucesso e você conseguiu os recursos financeiros necessários para iniciar os ensaios no campo experimental. Arregace as mangas, porque o cronograma para a execução e análise dos resultados é apertado! É hora de planejar a campanha de sondagem indicando quais ensaios serão realizados e como eles estarão dispostos na área de 55 x 72 m conforme a Figura 1.7.

Figura 1.7 | Planta topográfica



Fonte: elaborada pela autora.

Neste momento, você precisa de informações detalhadas dos tipos de solos e dos parâmetros de resistência. Para ser mais assertivo na escolha dos ensaios, você levou dois técnicos de laboratório para o campo experimental que fizeram algumas sondagens à trado. Pela resistência e análise de amostras deformadas, você descartou a possibilidade de encontrar camadas de argila mole. Na elaboração da planta de locação, indique um ponto de referência e oriente a equipe de topografia quanto às informações necessárias.

Para ter sucesso nessa atividade, atente às recomendações normativas para o planejamento da campanha de sondagens, e observe a aplicabilidade de cada ensaio e quais são os principais parâmetros obtidos em cada um deles.

Não pode faltar

Aluno, nós vimos na seção anterior que para o planejamento da campanha de sondagem precisamos considerar o porte da obra, as peculiaridades do local e os resultados das etapas de estudo, sendo que a primeira fase recomendada pela norma de fundações NBR 6122 (ABNT, 2019) é a investigação preliminar. Nesta fase, buscamos conhecer as principais características do subsolo utilizando ao menos o número mínimo de sondagens de simples reconhecimento com medida de resistência à percussão (SPT) em função da projeção da edificação no terreno, conforme recomendação da NBR 8036 descrita na Tabela 1.1, distribuídos preferencialmente em diagonais e nas extremidades da área (Figura 1.8).

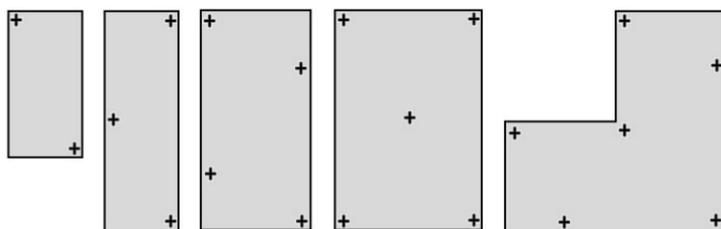
Tabela 1.1 | Número mínimo de sondagens segundo NBR 8036

Área a ser construída (m ²)	Número mínimo de furos
< 200	2
200 – 400	3
400 – 600	3
600 – 800	4
800 – 1000	5
1000 – 1200	6
1200 – 1600	7
1600 – 2000	8
2000 – 2400	9
> 2400	Critério

Fonte: adaptada de ABNT (1983, p. 1).

Em estudos preliminares, em que na maioria dos casos não há planta definida ou escolha de locais, a NBR 8036 recomenda pontos de sondagens com no máximo 100 m de distância entre eles e mínimo de 3 pontos. E em obras de grande porte, a distribuição geométrica dos pontos de sondagem deve considerar as condições geológicas locais.

Figura 1.8 | Projeção da área a ser construída



Legenda: + Ponto de sondagem □ Projeção da área a ser construída

Fonte: elaborada pela autora.

Em alguns casos, a investigação preliminar não traz todas as informações necessárias, como em terrenos com camadas de solo de espessuras muito variadas, ou quando o solo for muito mole, tornando necessária a investigação complementar (ou de projeto) para caracterizar as camadas mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações. Já nesta fase, podemos recomendar a execução de pontos adicionais de sondagem SPT ou a realização de outros ensaios. A seguir, você conhecerá estes ensaios que são classificados em métodos indiretos, quando não há introdução de ferramentas no solo e conseqüentemente não há extração de amostras, ensaios semidiretos, quando há introdução de ferramenta, mas não há obtenção de amostras e os métodos diretos, quando há a introdução de ferramenta e há retirada de amostras deformadas ou indeformadas.



Assimile

Os ensaios *in situ* são métodos realizados no local e trazem parâmetros que interessam à obra, classificados em indiretos, semidiretos e diretos sendo a amostragem a principal diferença entre eles.

Os métodos indiretos de investigação são muito utilizados para prospectar petróleo, minérios, água subterrânea e rochas. Mas como é possível mapear estes materiais sem introdução de equipamento no maciço? As formas mais comuns são emitindo uma corrente elétrica conhecida no solo e medindo a resistividade (método de eletrorresistividade), ou ainda emitindo ondas sísmicas e medindo a velocidade de propagação das ondas elásticas (métodos sísmicos).

No método de eletrorresistividade o mapeamento é feito em linhas afastando os eletrodos de corrente e medindo a diferença de potencial elétrico entre os eletrodos centrais. Pela lei de Ohm calculamos a resistência elétrica do terreno que comparada a valores usuais (Tabela 1.2) geram a classificação.

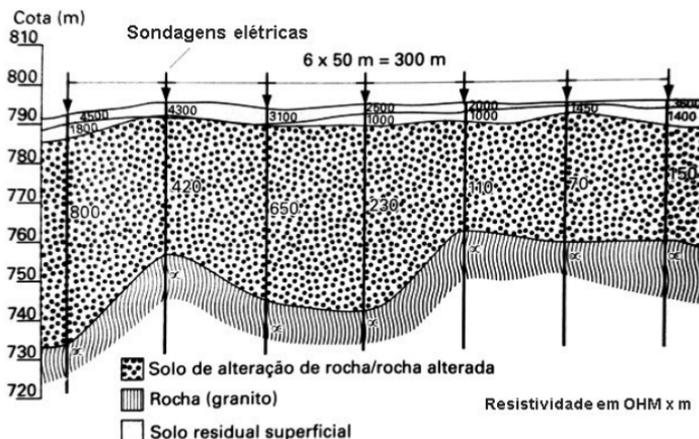
Tabela 1.2 | Valores usuais de resistividade

Tipo de rocha/água	Resistividade (ohm.m)
Rochas magmáticas não alteradas	300 – 2000
Arenitos, quartzitos	300 – 1500
Xistos	50 – 500
Calcário	80 – 300
Arenito argiloso	15 – 120
Argilas	0,5 – 30
Água de rio	20 - 60
Água de mar	0,18 – 0,24
Areias e cascalhos não argilosos e aquíferos	4 a 12 vezes a resistividade da água

Fonte: Chiossi (2013, p. 120).

Podemos adotar vários arranjos diversificando a forma de espaçar os eletrodos, de acordo com as informações que desejamos obter, como podemos ver na Figura 1.9. E uma combinação de linhas paralelas fornece um perfil em 3D do maciço prospectado.

Figura 1.9 | Perfil geoeletrico da obra do metrô em Itaquera (São Paulo, SP)



Fonte: Chiossi (2013, p. 121).

Nos métodos sísmicos (sísmica de refração) adotamos explosivos, por exemplo, como fontes de emissão sonora e geofones para registrar o tempo gasto das ondas sísmicas do local de emissão até os geofones. Os valores de velocidade de propagação de onda serão comparados à valores disponíveis na literatura para a classificação das rochas (Tabela 1.3).

Tabela 1.3 | Velocidade de propagação das ondas elásticas em algumas rochas

Velocidade de propagação das ondas elásticas em algumas rochas	
Aluvião	300 a 700 m/s
Arenitos	2300 a 3500 m/s
Granito	3500 a 4500 m/s

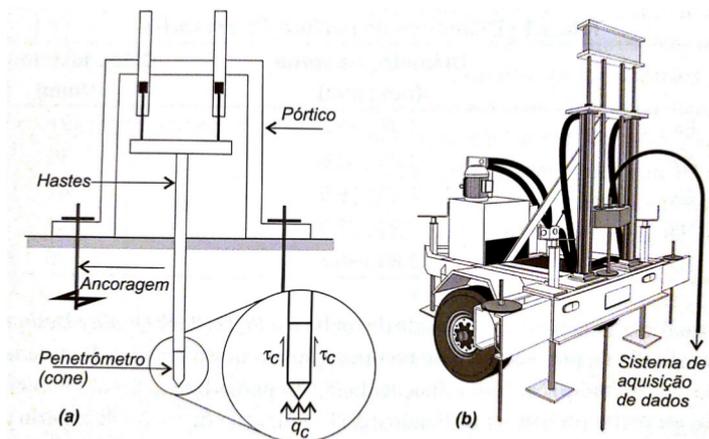
Fonte: Chiossi (2013, p. 123).

Os métodos indiretos dão um panorama geral do perfil do subsolo, mas para estudos de fundações, esses dados devem ser complementados com ensaios diretos ou semidiretos para obtermos os parâmetros de resistência.

Os principais ensaios semidiretos são: ensaio de penetração estática ou ensaio do cone (CPT), ensaio de palheta ou *Vane Test* (VST), ensaio pressiométrico de Ménard ou autopercutores (PMT) e ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT).

Os ensaios de cone, conhecidos como CPT (*cone penetration test*) atualmente é um dos mais importantes do mundo e consiste na cravação em velocidade constante de um conjunto formado por cone de aço inoxidável (ponteira) e hastes, conforme Figura 1.10.

Figura 1.10 | Ensaio de penetração estática ou ensaio do cone CPT



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 42).

No Brasil, a norma que prescreve o método é a ASTM D-3441 Standard test method for deep quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soils (ASTM, 2016) as principais informações obtidas são a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), bem como a determinação estratigráfica do perfil do solo (Figura 1.10). A resistência lateral é obtida pela diferença entre a resistência total, correspondente ao esforço estático, necessário para a penetração do conjunto numa extensão de aproximadamente 25 cm, e a resistência de ponta, quando se crava somente 4 cm da ponta móvel.

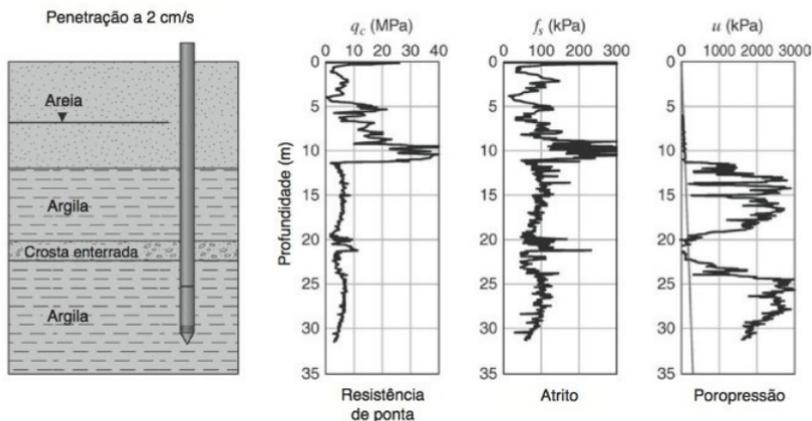
Um outro dado importante é a razão de atrito (R_f) que permite chegarmos ao tipo de solo.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (\%)$$

O tipo mais comum de cone é o mecânico, que mede o esforço necessário para a cravação do conjunto pelo dinamômetro, mas temos também ferramentas mais modernas como o cone elétrico, que possui células de carga, e o piezocone (CPT-U).

O piezocone é um cone elétrico com uma pedra porosa que permite a aferição da pressão neutra, também conhecida como poropressão (u), conforme resultados indicados na Figura 1.11. Essa informação nos auxilia na análise do adensamento, da permeabilidade e do nível d'água.

Figura 1.11 | Resultados do ensaio de penetração estática ou ensaio do cone CPT-U



Fonte: Budhu (2017, p. 141).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) alguns sensores especiais podem ser utilizados no cone, como o inclinômetro, que controla a verticalidade, resistividade (RCPT) para detectar solos contaminados ou mapear o topo rochoso, geofones/acelerômetros para caracterização dos solos, sensor de

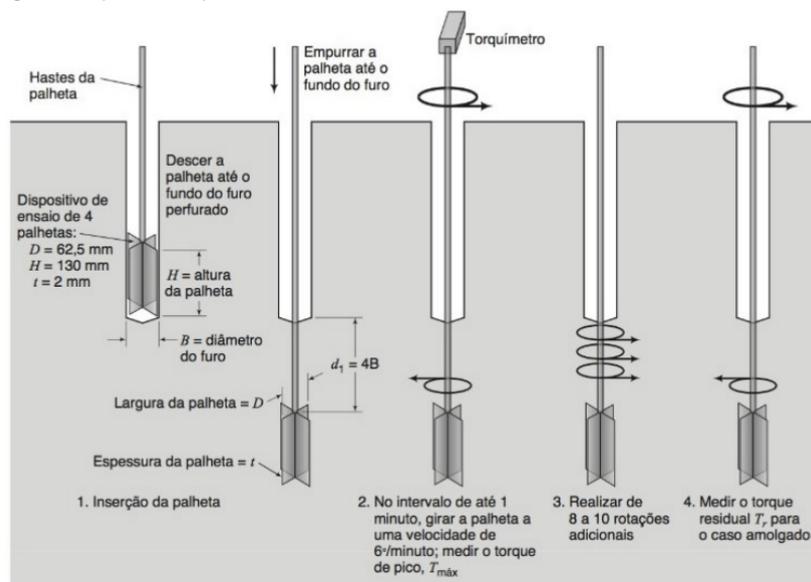
radiação nêutron/gama para medir o teor de umidade, sensor de tensão lateral para avaliar o estado de tensões *in situ*, entre outros.

Outro ensaio complementar é o de palheta, conhecido também como *Vane Test* (VST) com o objetivo de determinar a resistência não drenada (coesão) de argilas moles a muito moles (S_u) e descrito na NBR 10905: ensaios de palheta *in situ* – procedimento de ensaio.

Neste ensaio, um conjunto formado por hastes rígidas e palheta é cravado estaticamente no solo, por meio de uma perfuração prévia de 75 mm, até a profundidade desejada, respeitando o mínimo de quatro vezes o diâmetro do pré-furo, para então aplicar uma rotação na palheta até a ruptura por cisalhamento do solo que gerará registros de torque e ângulo de rotação (Figura 1.12). Para a obtenção da resistência não drenada utilizamos a expressão

$S_u = \frac{0,86T_{m\acute{a}x.}}{\pi D^3}$ (kPa) em que $T_{m\acute{a}x}$ corresponde ao torque máximo medido e D é o diâmetro da palheta.

Figura 1.12 | Ensaio da palheta



Fonte: Budhu (2017, p. 140).

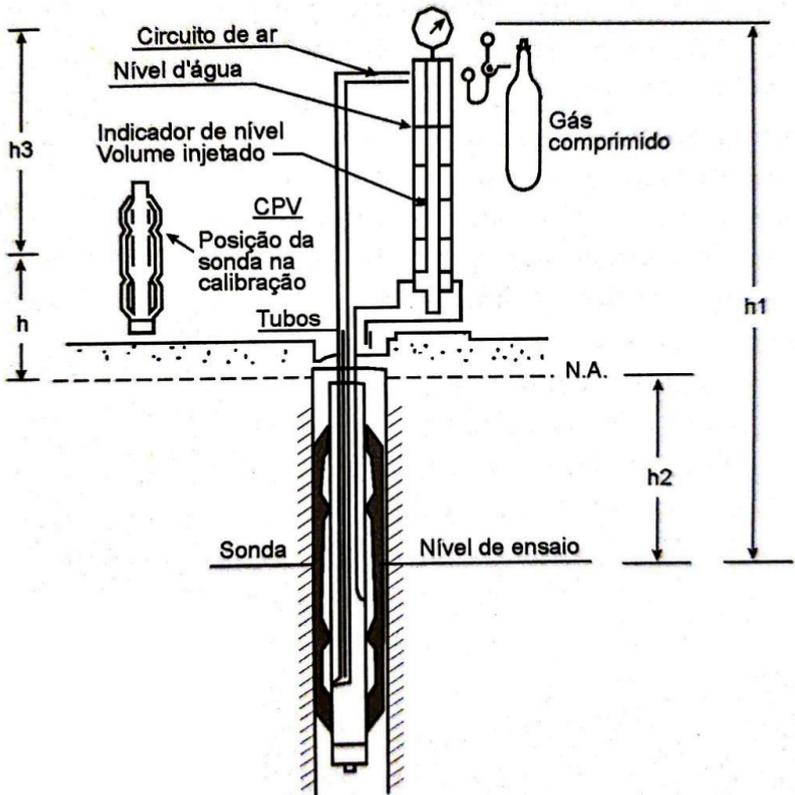


Pesquise mais

Aluno, veja um exemplo de relatório geotécnico com resultados do ensaio da palheta na página 152 do livro *Fundações e estruturas de contenção* disponível na Biblioteca Virtual. Budhu, Muni. **Fundações e**

A resistência não drenada do solo também pode ser obtida em ensaios pressiométricos de Ménard (PMT) ou autoperfurantes (SBPM), que também trazem características de deformabilidade dos solos em termos de módulo cisalhante (G) ou módulo de Young (E), ou seja, teremos o comportamento tensão-deformação de solos *in situ*. A sonda pressiométrica é composta por um cilindro metálico envolto por uma membrana e é introduzida no solo em pré-furos ou cravadas à percussão ou estaticamente. No ponto de ensaio, a membrana é expandida por pressão aplicada na superfície utilizando água e gás comprimido como no esquema da Figura 1.13.

Figura 1.13 | Ensaio pressiométrico tipo Ménard

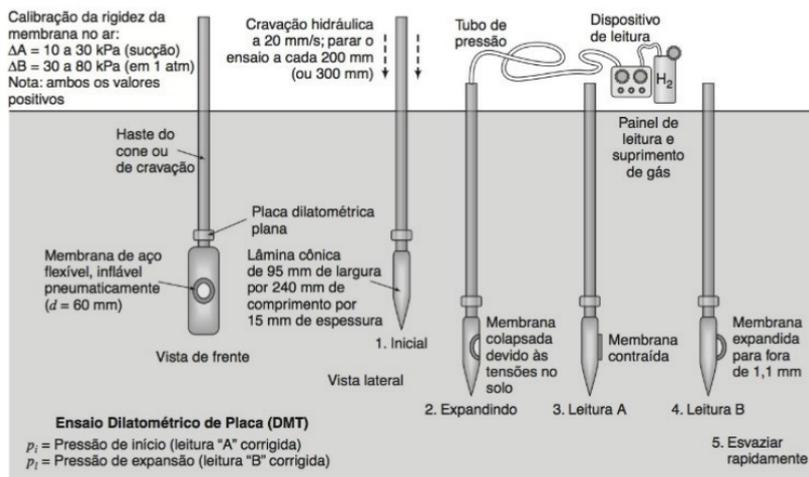


Segundo Massad (2010), medindo as pressões limite (p_l), sabendo da pressão em repouso (p_0) e buscando o coeficiente β que varia de 5,5 a 12 de acordo com o tipo de solo, conseguimos determinar a resistência não drenada (coesão) por meio da expressão: $S_u = \frac{p_l - p_0}{\beta}$.

Pela pressão em repouso (p_0) podemos obter o estado de tensões do solo, fundamental na análise de obras de terra, obtendo a tensão horizontal (σ'_h) e coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

E finalizando a apresentação dos ensaios semidiretos, você conhecerá o ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT) que traz um cardápio completo de parâmetros que podem ser obtidos pela interpretação dos resultados, entre eles: razão de sobreadensamento (OCR), resistência não drenada (S_u), ângulo de atrito interno do solo (ϕ'), coeficiente de adensamento horizontal (C_h), coeficiente de permeabilidade (K_h), peso específico (γ), módulo oedométrico (M), coeficiente de empuxo horizontal no repouso (K_0) e até mesmo o coeficiente de reação do subleito para pisos e pavimentos (k) usado no dimensionamento de pavimentos industriais em concreto armado. Os dados serão obtidos na cravação da lâmina dilatométrica no terreno, medindo o esforço necessário para a penetração, e na expansão da membrana fina de aço inoxidável no ponto de ensaio por meio de gás conforme esquema da Figura 1.14.

Figura 1.14 | Ensaio dilatométrico



Fonte: Budhu (2017, p. 143).

As leituras A e B indicadas na Figura 1.14 são medidas imediatamente após a cravação, e correspondem à pressão do gás equivalente à pressão horizontal do solo (p_0) e pressão quando a expansão atingir $1,1$ mm (p_1),

respectivamente. Complementarmente, de acordo com Massad (2010), podemos considerar que a pressão interna final do ensaio é igual à pressão hidrostática do terreno.



Refleta

Os ensaios semidiretos são modernos, criados e difundidos na Europa, e trazem uma grande quantidade de parâmetros do solo, mas são aplicáveis a todo tipo de solo? São exequíveis em areias compactas ou em argilas duras ou rijas?

Já os métodos diretos de investigação, são mais simples, mas são os únicos que proporcionam a amostragem de solo, por meio de poços de inspeção, trincheiras e sondagens à trado, destacando as sondagens à trado com medidas de resistência (SPT) que será detalhado na próxima seção deste livro didático.

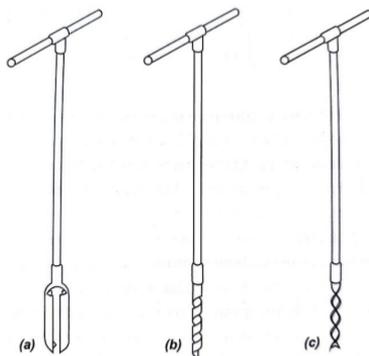


Pesquise mais

Conheça as recomendações da norma brasileira para a obtenção de amostras deformadas e indeformadas em poços e trincheiras, lendo da página 5 a 12 do arquivo disponível na Biblioteca Virtual: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

As sondagens à trado trazem amostras deformadas por meio de trados manuais tipo cavadeira, para iniciar a perfuração e em solos de menor resistência (Figura 1.15a), tipo espiral (Figura 1.15b) e helicoidal (Figura 1.15c) em solos mais resistentes. Quando você for analisar estas amostras, fique atento à resistência de penetração e ao odor, pois podem indicar solos de baixa resistência e com quantidade considerável de material orgânico, péssimos para fundações.

Figura 1.15 | Trados manuais: (a) Tipo cavadeira; (b) Tipo espiral e (c) Tipo helicoidal



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 37).

Figura 1.16 | Amostrador Shelby



Fonte: Baroni e Almeida (2012, [s.p.]).

amostrador Shelby (Figura 1.16), que podemos considerar como amostra indeformada.

Complementarmente, quando houver a necessidade de copos de prova em solos normalmente argilosos para ensaios laboratoriais, o ensaio deve ser realizado com muito cuidado, seguindo as recomendações da NBR 9820: coleta de amostras indeformadas de baixa consistência em furos de sondagem – procedimento (ABNT, 1997) utilizando o



Exemplificando

Nas obras de fundações precisamos essencialmente das características e da resistência dos solos para definir o melhor tipo e a geometria adequada (seção e profundidade). Desta forma, os principais ensaios para este estudo são: sondagens à trado com medidas de resistência (SPT), o ensaio do cone (CPT) que trazem parâmetros de resistência de ponta, atrito lateral e classificação dos solos e quando houver camadas de argilas moles ou muito moles é adequado o uso de ensaios pressiométricos, dilatométricos ou da palheta. Já para as obras de terra (taludes, contenções, barragens, escavações e aterros) os parâmetros que buscamos são permeabilidade, deformabilidade ou compressibilidade e resistência, assim, todos os ensaios *in situ* são aplicáveis principalmente quando a obtenção de amostras indeformadas é difícil, como em areias submersas ou em argilas muito moles, impossibilitando a realização de ensaios laboratoriais.

Sem medo de errar

Como pesquisador de uma grande instituição, que tem como objetivo criar um campo experimental em um terreno com dimensões de 55 x 72 m resultando em 3.960 m² de área, você deverá elencar os ensaios, definir quantidades e garantir que as recomendações normativas sejam respeitadas.

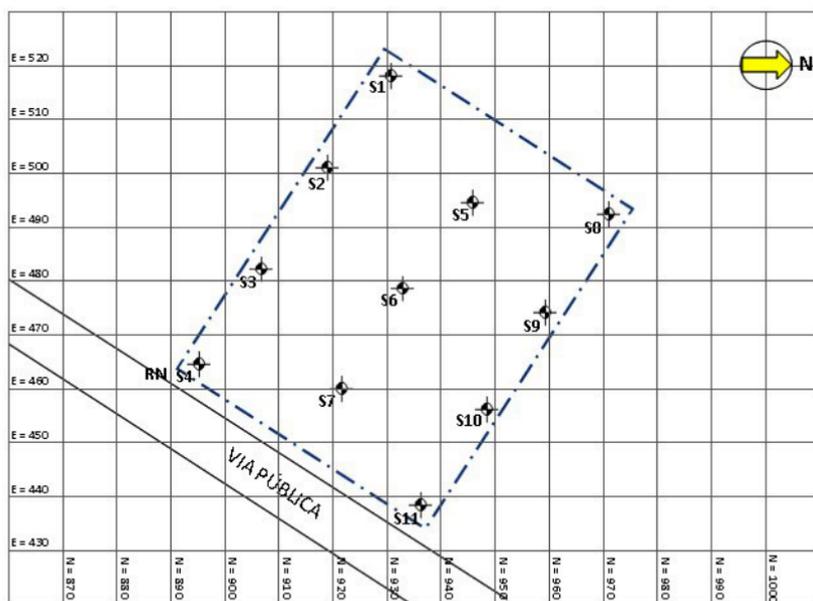
Como o intuito é embasar pesquisas na área de fundações e não haverá projeção de construção, consideramos que toda a área deverá ser prospectada.

A recomendação da NBR 8.036 é de no mínimo 9 pontos para áreas maiores que 2.400 m², podendo utilizar como parâmetro 1 ponto a cada 200 m² como

base de projeção dos demais pontos, caso o projetista julgar necessário (ABNT, 1983). Como trata-se de dados para trabalhos acadêmicos, usaremos um ponto a cada 200 m², totalizando 20 pontos.

Como a sondagem a trado não detectou solos argilosos moles, adotaremos apenas sondagens do tipo SPT, obrigatórias pelas normas brasileiras, CPT, que confirmará e expandirá a análise dos parâmetros resistência e poços de inspeção que por meio de ensaios laboratoriais confirmarão os tipos de solos. Dos 20 pontos, 11 serão de ensaios SPT, distribuídos em diagonais, conforme a Figura 1.17, 6 ensaios tipo CPT e 3 poços de inspeção a serem locados onde o SPT necessitar de complementação de dados.

Figura 1.17 | Locação dos pontos de sondagem



Fonte: elaborada pela autora.

Não esqueça de definir um ponto de referência (ou referência de nível – RN) que embasará a cota de todos os pontos de sondagens, assim conseguiremos relacionar os resultados com cotas do projeto executivo da edificação.

Com todos estes resultados em mãos você conseguirá identificar os tipos de solos, obter os parâmetros de resistência e levantar interferências como matacões, camadas concrecionadas, topo rochoso, lençol freáticos entre outras.

Obtenção de parâmetros de resistência em solos moles

Descrição da situação-problema

O ensaio SPT é muito difundido e embasado grande parte dos projetos no Brasil. Mas em algumas situações, como em solos moles e muito moles, seus resultados não são muito conclusivos, principalmente no que diz respeito aos parâmetros de resistência. Estes solos são comuns nas regiões litorâneas, onde as edificações estão cada vez maiores e o estudo das fundações torna-se um grande desafio.

Neste contexto, você, engenheiro geotécnico, foi contratado para projetar as fundações e contenções do subsolo de um grande edifício na baixada santista. As sondagens indicam aproximadamente 40 m de argila orgânica com consistência mole a muito mole. Os ensaios SPT não conseguiram extrair parâmetros de resistência e você precisará solicitar sondagens complementares, e ainda deverá indicar para a construtora responsável pela obra quais ensaios poderão ser adotados e quais parâmetros são obtidos por cada um deles.

Resolução da situação-problema

Em solos com consistência mole a muito mole, os ensaios complementares ao SPT poderão ser:

- O ensaio do cone (CPT – *cone penetration test*) que indica como parâmetros de resistência a de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), bem como a determinação estratigráfica do perfil do solo.
- Os ensaios de palheta, conhecidos também como *Vane Test* (VST) com o objetivo de determinar a resistência não drenada (coesão) de argilas moles a muito moles (S_u).
- Os ensaios pressiométricos de Ménard (PMT) ou autoperfurantes (SBPM), que também trazem a resistência não drenada do solo e complementarmente às características de deformabilidade dos solos em termos de módulo cisalhante (G) ou módulo de Young (E), ou seja, teremos o comportamento tensão-deformação de solos *in situ*.
- Os ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) que trazem diversos parâmetros que podem ser obtidos pela interpretação dos resultados, entre eles: razão de sobreadensamento (OCR), resistência não drenada (S_u), ângulo de atrito interno do solo (ϕ'), coeficiente de

adensamento horizontal (C_h), coeficiente de permeabilidade (K_h), peso específico (γ), módulo oedométrico (M) e coeficiente de empuxo horizontal no repouso (K_0).

Na prática, a escolha acaba sendo por disponibilidade regional e/ou custo.

Faça valer a pena

1. Uma obra residencial foi projetada com apenas um pavimento, 180 m² de área construída e cargas pequenas que não excedem 15 tf. Durante a elaboração do orçamento da construção, o engenheiro responsável preencheu o item referente à prospecção geotécnica preocupado com as recomendações normativas.

Assinale a alternativa em que o engenheiro planeja corretamente a prospecção geotécnica.

- a) Para obras como esta, a NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda utilizar a experiência obtida em obras próximas para projetar as fundações.
- b) Para obras como esta, a NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda executar um ponto de sondagem SPT e um ponto de sondagem a trado.
- c) Para obras como esta, a NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda executar apenas um ponto de sondagem SPT.
- d) Para obras como esta, a NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda executar apenas dois pontos de sondagem SPT.
- e) Para obras como esta, a NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda executar três pontos de sondagem SPT.

2. Nas grandes capitais brasileiras há uma grande preocupação com a reurbanização de áreas contaminadas por antigas atividades industriais ou por antigos lixões (locais de disposição de lixo a céu aberto, sem qualquer controle ou planejamento). Para construir nestas áreas, a CETESB com base no Decreto no 59.263 (BRASIL, 2009) exige a identificação dos contaminantes no solo e reabilitação.

Assinale a alternativa com os ensaios recomendados para a prospecção de áreas contaminadas.

- a) Sondagens a trado e sondagens SPT.
- b) Ensaios pressiométricos e dilatométricos.
- c) Ensaios geofísicos e sondagens SPT.
- d) Sondagens SPT e CPT.
- e) Ensaios geofísicos e sondagens RCPT.

3. Os ensaios semidiretos são utilizados para obter a resistência não drenada de solos moles a muito moles, destacando o ensaio da palheta (Vane Test). Neste contexto, analise as asserções a seguir:

Quando giramos a palheta cravada no solo e registramos o torque e o ângulo para determinar a resistência não drenada,

PORQUE

O solo foi levado a ruptura tão rapidamente que não houve tempo de ocorrer a drenagem.

E em relação às asserções assinale a alternativa correta.

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

Sondagem de Simples Reconhecimento – SPT

Diálogo aberto

Caro aluno, nesta seção finalizaremos nosso estudo de investigação geotécnica. Similarmente a um médico, será como termos todos os exames e estarmos prontos para dar o diagnóstico. Deixamos para o final o exame mais importante, o ensaio SPT. A sondagem de simples reconhecimento com medida de resistência a percussão é a mais difundida no Brasil e seus parâmetros são utilizados em métodos consagrados de dimensionamento.

Seu desafio nesta unidade é como um pesquisador de uma grande instituição, que tem como objetivo criar um campo experimental. Agora que você já levantou os recursos necessários e elencou os ensaios necessários, chegou o momento de executar os 11 pontos de sondagem SPT.

Para garantir que os ensaios SPT sejam executados conforme recomendações das normas vigentes, você acompanhou todos os pontos e agora auxiliará a equipe na elaboração dos relatórios. No primeiro ponto que acompanhou (SP1), você solicitou investigação até 11,40 m, de acordo com a necessidade das pesquisas, houve a necessidade de utilizar revestimento até 11,00 m de profundidade e os golpes a cada 15 cm foram anotados no rascunho da Figura 1.18. A cota de boca do ponto SP1 é 96,50 m.

Figura 1.18 | Dados do ensaio SPT, ponto SP1

Ponto 1

Golpes	Solo	Avanço
1 1 2	0,00 a 1,55 m aterro de areia fina pouco argilosa;	Até 1,00 com trado cavadeira.
2 2 3		
2 4 4		
1 5 4	Até 4,80 m argila silto arenosa.	Até 6,55 com trado espiral.
4 6 5		
5 7 8		
8 8 11		
9 10 12		
11 10 12	Até 11,40 m argila siltosa.	Até 11,40 com lavagem
12 12 15		
14 13 15		

Nível d'água no dia: 6,55 m, 6,50 m, 6,50 m e 6,51 m (inicial mais leituras a cada 10 minutos)

Nível d'água após 24 horas: 6,20 m

Fonte: elaborada pela autora.

Desta forma, você deverá elaborar o relatório no padrão exigido pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e pela ABEF (Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia) e verificar se o critério de paralização do ensaio e o avanço por lavagem foram corretos. Destacando que a análise tátil visual foi confirmada em laboratório.

Atenção! Estes dados irão subsidiar dissertações de mestrado e teses de doutorado, por isso você deverá conhecer a metodologia executiva, a classificação dos solos conforme a compacidade ou consistência e saber interpretar os dados obtidos para compilá-los no relatório.

O relatório deverá trazer todas as informações necessárias no dimensionamento e projeto das fundações, por isso, fique atento às recomendações normativas e padrões utilizados pelas empresas de sondagens.

Não pode faltar

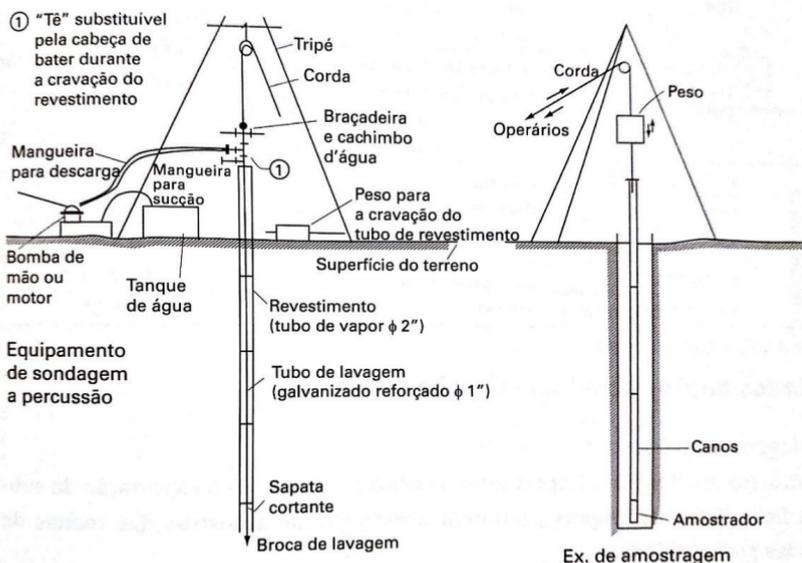
A sondagem de simples reconhecimento à percussão é o ensaio de prospecção do subsolo mais difundido no Brasil, associado ao ensaio de penetração dinâmica ou ensaio de penetração padrão, conhecido como *Standard Penetration Test* (SPT). Quando realizamos este ensaio buscamos o tipo de solo por meio da análise de amostras deformadas obtidas de metro em metro, a resistência oferecida pelo solo (N) durante a cravação do amostrador padrão, a posição do nível d'água.

A NBR 6484 – Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos – métodos de ensaio (ABNT, 2001) e o Manual de Procedimento da ABEF (2012) estabelecem as diretrizes de execução listadas a seguir:

- 1) Marcação dos furos com a cravação de um piquete de madeira, gravando a identificação do furo e registrando a cota da boca dos furos em relação ao RN.
- 2) Montagem do tripé (roldanas, corda, martelo), conforme Figura 1.19.
- 3) Perfura-se até um metro de profundidade com o trado concha ou trado-cavadeira (TC).
- 4) Acopla-se o amostrador padrão à extremidade da haste, estipulando com marcações três intervalos de 15 cm na haste, e este é apoiado no fundo do furo.

- 5) Ergue-se o martelo de 65 kg com o auxílio da corda e da roldana, até uma altura de 75 cm, e solta-se em queda livre. Este procedimento é realizado até a penetração de 45 cm do amostrador padrão no solo.
- 6) Anota-se no relatório o número de golpes para a cravação dos três segmentos de 15 cm.
- 7) Retira-se o conjunto, colhe-se e identifica-se a amostra de solo para o primeiro metro.
- 8) Prossegue-se a abertura de mais um metro, agora com o trado espiral ou helicoidal (TE), que remove o material.
- 9) Repete-se os procedimentos de 4 a 8.

Figura 1.19 | Equipamento de sondagem SPT



Fonte: Chiossi (2013, p. 129).

O ensaio será executado de metro em metro com a escavação de 55 cm com TE até encontrar o nível d'água e cravação de 45 cm do amostrador, como podemos observar na Figura 1.18. Quando a resistência do solo aumentar a ponto do TE não avançar mais que 50 mm em 10 minutos, inicia-se o avanço por circulação de água, também conhecido como lavagem. Nos casos de instabilidade das paredes de escavação deve-se descer um tubo de revestimento até o fundo do furo.

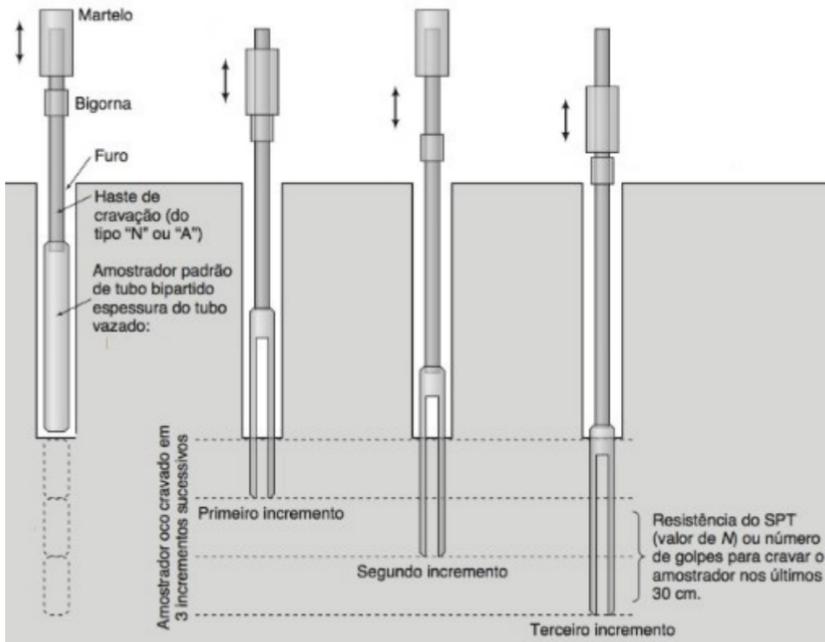


Refleta

Durante sua vida profissional, ao acompanhar a execução de ensaios SPT, você verá as equipes cravando à percussão o TE ou avançando todo o metro cravando o amostrador padrão. Tais procedimentos não são permitidos na NBR 6484, mas você saberia responder o porquê? Quais seriam as implicações?

E a medida de resistência N será a soma dos golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador padrão.

Figura 1.20 | Sequência de cravação do amostrador no SPT



Fonte: adaptada de Budhu (2017, p. 135).

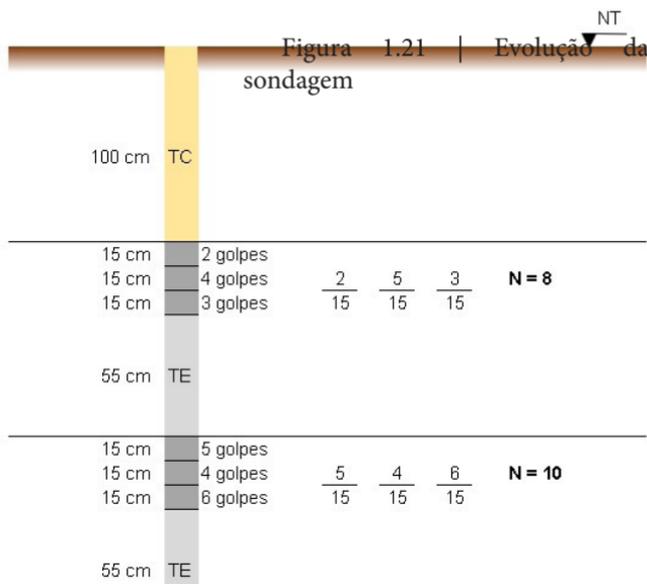


Exemplificando

Sempre iniciaremos o ensaio com um metro de perfuração, e a partir deste ponto, teremos sequências de 45 cm de cravação do amostrador padrão e 55 cm de escavação por TE ou lavagem. E o N será a soma dos golpes dos últimos 30 cm como podemos ver na Figura 1.21, sendo:

$$N_{SPT}(1^{\text{a}} \text{ metro}) = 5 + 3 = 8 \quad \text{e} \quad N_{SPT}(2^{\text{a}} \text{ metro}) = 4 + 6 = 10$$

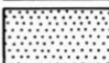
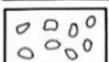
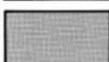
Figura 1.21 | Evolução da sondagem



Fonte: elaborada pela autora.

As amostras coletadas devem ser identificadas e, posteriormente, examinadas de forma a determinar a granulometria, plasticidade, cor e origem (solos residuais, transportados ou aterros). Duas normas norteiam a classificação e a representação dos tipos de solo no relatório de sondagem, a NBR 6502 – Rochas e solos – Terminologia (ABNT, 1995) e a NBR 13441 – Rochas e solos – Simbologia (ABNT, 1995), como podemos observar na Figura 1.22.

Figura 1.22 | Representação de sedimentos e solos de acordo com a NBR 13441

Textura	Gênese
 Argila	 Solo residual
 Silte	 Solo saprolítico
 Areia	 Talus, colúvio
 Pedregulho	 Aluvião
 Matação e blocos	 Solo aluvião, colúvionar



Fonte: ABNT (1995, p. 5).

Pela medida de resistência N podemos classificar o solo de acordo com a compactidade dos solos granulares (areias e pedregulhos) e a consistência dos solos finos (argilas e siltes) utilizando o anexo A da NBR 6484 apresentada na Tabela 1.4.

Tabela 1.4 | Estados de compactidade e de consistência segundo a NBR 6484

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areias e siltes arenosos	$N \leq 4$ 5 a 8 9 a 18 19 a 40 $N > 40$	Fofa(o) Pouco compacta(o) Medianamente compacta(o) Compacta(o) Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	$N \leq 2$ 3 a 5 6 a 10 11 a 19 $N > 19$	Muito mole Mole Média(o) Rija(o) Dura(o)

Fonte: ABNT (2001, p. 17).



Assimile

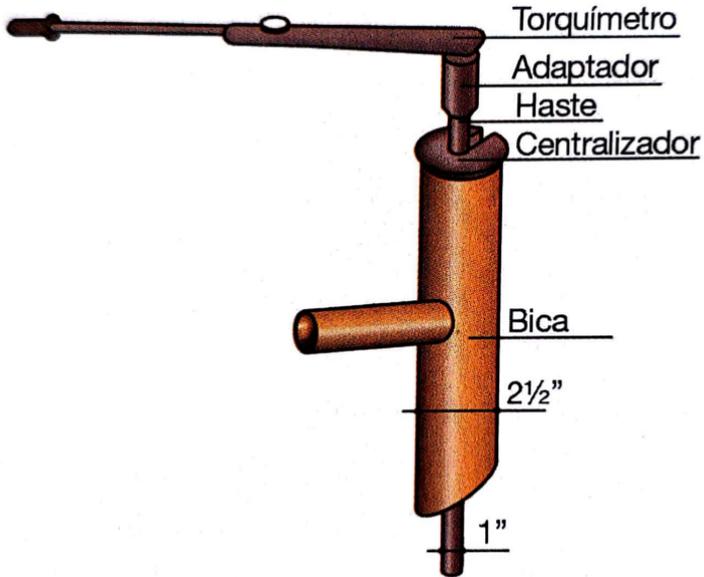
O padrão do equipamento, das ferramentas e a preocupação com o atendimento fiel do procedimento executivo do ensaio de penetração dinâmica, ou ensaio de penetração padrão conhecido como *Standard Penetration Test* (SPT), está relacionado à garantir a energia considerada nas metodologias semiempíricas consagradas de determinação da capacidade de carga das fundações.

Complementando a análise da resistência do solo, além da resistência à penetração, podemos obter medidas de torque (T), neste caso denominamos ensaio SPT-T. Após cravar o amostrador padrão, a cabeça de bater é retirada para a instalação do adaptador com um torquímetro (Figura 1.23). Rotacionando este dispositivo com o amostrador cravado no solo a uma profundidade (h), medimos o torque (T) necessário para romper a adesão entre o amostrador e o solo, obtendo assim o atrito lateral (F_i) expresso em kg/cm^2 e obtido pela equação apresentada por Schnaid e Odebrecht (2012):

$$F_t = \frac{T}{40,53 \cdot h - 17,40}$$

Uma segunda medida é obtida girando novamente o torquímetro, denominada torque residual.

Figura 1.23 | Instalação do torquímetro



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 29).

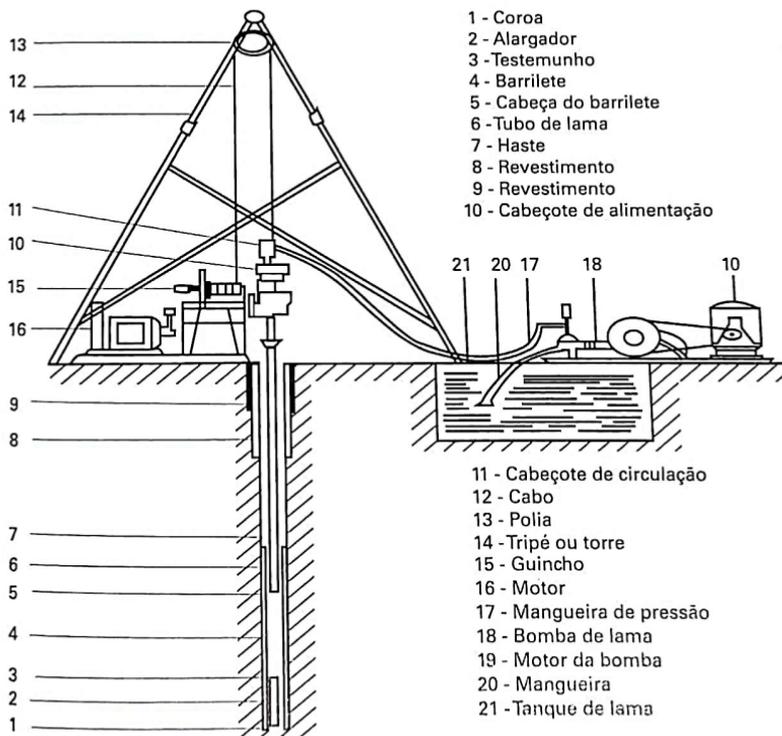
A vantagem da medida do torque em relação ao N está na possibilidade de reduzir conhecidos erros tradicionais do SPT como contagem do número de golpes, altura de queda, peso da massa cadente, drapejamento e atrito das hastes, mau estado da sapata cortante, roldana, corda, etc. E também por obter o atrito lateral de forma mais confiável por um custo adicional pequeno.

Todos os dados obtidos durante a execução da sondagem são compilados no relatório do ensaio de simples reconhecimento SPT. Para não faltar nenhuma informação importante, as empresas criam seus próprios *templates* a partir do modelo recomendado pela Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (ABEF), conforme apresentado na Figura 1.24, contendo os dados do cliente, do local, dos tipos de solo, da resistência do solo (penetração e torque) indicando o N e sua evolução ao longo da profundidade por meio de um gráfico.

A profundidade da sondagem depende de orientação do projetista com justificativa geotécnica ou dos critérios de paralização recomendados pela NBR 6484 (ABNT, 2001), sendo eles: 1) Impenetrável ao amostrador: quando em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador padrão ou em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais ou ainda quando em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador padrão; 2) Impenetrável ao trépano: utilizando a circulação de água e movimentos de elevação e queda do trépano, observa-se o avanço a cada 10 minutos de um total de 30 minutos. Quando o avanço for menor que 50 mm em cada período de 10 minutos, encerra-se o ensaio. Se pelo porte da obra houver a necessidade de prosseguir, adota-se então a sondagem rotativa.

Na sondagem rotativa utilizamos uma sonda (Figura 1.25) capaz de trazer testemunhos de rocha (Figura 1.25C) para conhecermos os tipos de rochas, o estado das rochas, ou seja, o grau de faturamento, de alteração de decomposição e a resistência da rocha.

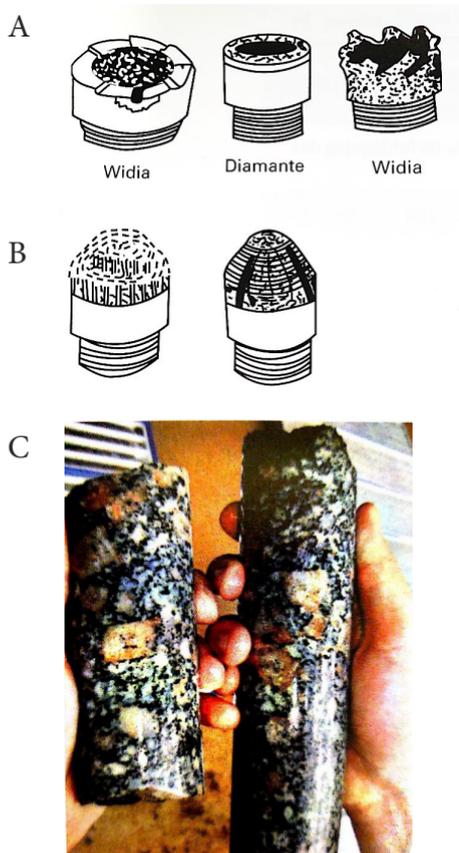
Figura 1.25 | Esquema de uma sonda rotativa



Fonte: Chiossi (2013, p. 131).

Podemos observar na Figura 1.26 que a coroa é a responsável por perfurar a rocha, podendo ser oca ou fechada, mas apenas a oca é capaz de trazer amostras (Figura 1.24).

Figura 1.26 | Testemunhos de sondagem rotativa: A) Coroa oca com obtenção de testemunhos; B) Coroa fechada sem obtenção de testemunhos; C) Amostras de sondagem rotativa



Fonte: Chiossi (2013, p. 133-134).

Da análise da recuperação da rocha ao longo do ensaio encontramos o RQD (designação representativa da rocha) correspondente ao quociente da soma dos comprimentos superiores a 10 cm de testemunhos são e compactos, pelo comprimento do trecho perfurado, que representa a qualidade da rocha prospectada, conforme Tabela 1.5.

$$RQD = \frac{\Sigma \text{comprimentos} > 10 \text{ cm}}{\text{comprimento do trecho perfurado}} \times 100\% \quad (\%)$$

Tabela 1.5 | Qualidade da rocha com base no RQD

Qualidade da rocha	RQD (%)
Muito pobre	0 a 25
Pobre	25 a 50
Regular	50 a 75
Boa	75 a 90
Excelente	90 a 100

Fonte: DNER (1997, p. 14).

O grau de alteração da rocha indica o estágio em que se encontram os constituintes minerais modificados pela ação do intemperismo, podendo classificar a rocha como sã ou quase sã, pouco alterada, medianamente alterada, muito alterada ou extremamente alterada (saprólito).

Outro dado importante é o grau de faturamento da rocha que indica a qualidade da rocha analisando a integridade do testemunho e classificada de acordo com a Tabela 1.6.

Tabela 1.6 | Graus de faturamento segundo a NBR 6502

Estado da rocha	Número de fraturas por metro
Ocasionalmente fraturada	1
Pouco fraturada	1 – 5
Medianamente fraturada	6 – 10
Muito fraturada	11 – 20
Extremamente fraturada	20
Em fragmentos	Torrões ou pedaços de diversos tamanhos

Fonte: DNER (1997, p. 14).



Saiba mais

A equipe envolvida no ensaio SPT deve ser composta em campo por um sondador, um auxiliar de sondagem e um ajudante, e em laboratório por um engenheiro civil geotécnico ou geólogo e/ou laboratorista ou técnico em geologia (ABEF, 2012).

Você acompanhou a execução da sondagem SP1 e agora precisa preencher o relatório com todas as informações previstas pela ABEF e pelas normas brasileiras, conforme Figura 1.27.

Como não teve ensaio com medidas de torque (SPT-T), você pode utilizar o espaço para demonstrar a resistência graficamente.

Conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001), você inseriu no relatório todas as informações necessárias:

- Dados do interessado e da obra.
- Indicação da cota de referência, que neste caso corresponde à 96,5 m.
- Descrição das ferramentas usadas no avanço que neste foi até 1,00m com o trado cavadeira, até 6,55 com o trado espiral e até 11,40 m com circulação de água.
- Profundidade perfurada.
- Indicação do índice de resistência à penetração N , somando o número de golpes dos últimos 30 cm.
- Local para assinatura dos responsáveis.
- Identificação dos solos amostrados, utilizando a convenção da NBR 13441.
- Análise da compacidade e consistência dos solos de acordo com a Tabela 1.4 sendo:
 - Aterro de areia fina pouco argilosa ($N = 3$), portanto, fofa.
 - Argila silto arenosa (N de 5 a 8), mole a média.
 - Argila siltosa (N de 9 a 28), média a dura.
- A posição do nível d'água.
- Data de início e término da sondagem.
- Um campo de observações para anotar qualquer informação relevante.

Figura 1.27 | Relatório final da sondagem SP1

Boletim de execução de sondagem a percussão			Nº do trabalho:		Folha nº:												
Cliente: Universidade			Sondagem nº: SP1														
Local: Campo experimental			Amostrador: bipartido														
Data de início: 21/09/18		Término: 21/09/18		Cota: 96,50 m													
Nível d'água	Av. furo	Prof. da camada (m)	Classificação	Amostras	SPT												
					Penetrações			N	10	20	30	40	50				
TC	1,55	1,55	Aterro de areia fina pouco argilosa fofa		1	1	2	3									
					15	15	15										
TE	4,80	4,80	Argila siltosa arenosa de mole a média		2	2	3	5									
					15	15	15										
					2	4	4	8									
					15	15	15										
					1	5	4	9									
					15	15	15										
					4	6	5	11									
					15	15	15										
					5	7	8	15									
					15	15	15										
8	8	11	19														
15	15	15															
9	10	12	22														
15	15	15															
11	10	12	22														
15	15	15															
12	12	15	27														
15	15	15															
15	15	15	28														
14	13	15															
15	15	15	Limite de sondagem														
Variação do nível d'água			Legenda		Observações												
Data	Horário	Prof.	Avanço do furo		Nº amostras: Term. Sondagem: 11,40 (m) Autorizado por:												
21/09/2018	16:30	6,55 m	P = Peso														
21/09/2018	16:40	6,50 m	TC = Trado cavadeira														
21/09/2018	16:50	6,50 m	TE = Trado espiral														
21/09/2018	17:00	6,51 m	LV = Lavegem														
22/09/2018	17:00	6,20 m	B = Baldinho		Prof. do revestimento: 11,00 m												
			LT = Lavegem por tempo														
Sondador:		Encarregado:		Eng. / Supervisor:													
Ass.:		Ass.:		Ass.:													
Obs.:																	

Fonte: elaborada pela autora.

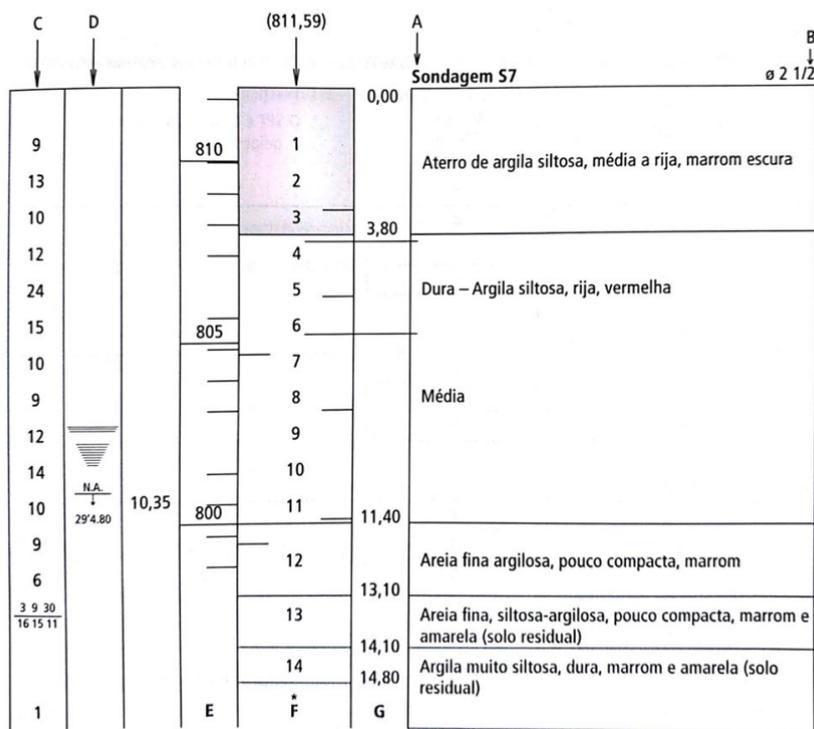
No final, deve-se unir em um único documento todos os relatórios e a planta de locação dos pontos elaborada na seção anterior.

Interpretação do relatório de sondagem

Descrição da situação-problema

Você é gestor de uma grande obra de saneamento que entrará na etapa de instalação das tubulações. Foram executadas sondagens SPT ao longo da projeção de instalação da tubulação a cada 100 m. O trecho que iniciará esta semana tem como referência a sondagem da Figura 1.28 e a escavação será da cota 807,00 a 805,8 m.

Figura 1.28 | Sondagem SPT do trecho em análise



Fonte: Botelho (2015, p. 41).

A orientação do consultor geotécnico é que você poderia escavar até 1,2 m de profundidade sem escoramento quando o solo for de consistência média a rija.

Com base na sondagem de referência do trecho qual será a sua decisão, com ou sem escoramentos? Para este serviço, o que mais deve ser observado no relatório? Atenção! Esta análise é fundamental para a segurança da obra!

Resolução da situação-problema

Como a escavação será da cota 807,00 a 805,80 m significa que já houve uma movimentação de terra até a cota 807,00 m com retirada de material. Pela sondagem, da atual cota do terreno (807,00 m) até a cota de fundo da escavação (805,80 m) o solo é uma argila siltosa rija vermelha, favorável para a escavação sem escoramento. Você ainda precisará analisar a posição do lençol freático que pode dificultar a escavação, que segundo a sondagem, o NA está muito abaixo da cota do fundo da escavação. Agora sim, você poderá autorizar a escavação deste trecho sem o uso de escoramento.

Faça valer a pena

1. No *Standard Penetration Test* (SPT), os procedimentos de escavação e de cravação do amostrador padrão ocorrem de metro em metro e indicam a resistência do solo ao longo da profundidade de ensaio (N). Aos dados ao longo de 3 m de ensaio estão descritos no Quadro 1.1.

Quadro 1.1 | Dados do ensaio SPT

Profundidade (m)	Golpes
1,00	$\frac{2}{15} - \frac{4}{15} - \frac{5}{15}$
2,00	$\frac{3}{15} - \frac{2}{15} - \frac{6}{15}$
3,00	$\frac{5}{15} - \frac{3}{15} - \frac{5}{15}$

Fonte: elaborado pela autora.

Diante destes resultados podemos afirmar que:

- I. A resistência está crescendo com a profundidade.
- II. O N do segundo metro é 11.
- III. O N do último metro é 8.
- IV. O menor N obtido foi 2.

Assinale a alternativa que indica as afirmações corretas.

- a) Apenas as afirmações I e II estão corretas.
- b) Apenas as afirmações II e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmações III e IV estão corretas.
- d) Apenas a afirmação II está correta.
- e) Apenas a afirmação III está correta.

2. Uma das etapas de interpretação do ensaio SPT é a classificação de acordo com a compacidade e consistência dos solos. Em um determinado ensaio, uma camada de argila arenosa apresentou os seguintes índices de resistência à penetração N: 5, 7, 11, 16 e 19.

Assinale a alternativa que classifica corretamente o solo.

- a) Argila arenosa pouco compacta a compacta.
- b) Argila arenosa mole a rija.
- c) Argila arenosa medianamente compacto.
- d) Argila arenosa rija.
- e) Argila arenosa média.

3. O ensaio SPT é o mais utilizado no Brasil e seus parâmetros baseiam as metodologias consagradas de dimensionamento de fundações, desta forma, o padrão deve ser rigorosamente atendido tanto de execução como das características das ferramentas para não interferir no índice de resistência à penetração N.

Neste contexto, analise as asserções abaixo:

- I. Para facilitar o avanço podemos utilizar circulação de água em todo o furo.

PORQUE

- II. Sempre haverá a preocupação de evitar o amolgamento do solo na cota de ensaio.

E em relação às asserções assinale a alternativa correta.

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

Referências

- AECWEB. Sondagem de solo ajuda a evitar problemas de fundação. **Revista Digital** (20xx). Disponível em: https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/sondagem-de-solo-ajuda-a-evitar-problemas-de-fundacao_11828_0_1. Acesso em: 16 ago. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA - ABEF. **Manual de execução de fundações e geotecnia**: práticas recomendadas. São Paulo: PINI, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603**: Sondagem a trado procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14724**: Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos - Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos – métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos – Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13441**: Rochas e solos – Simbologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12722**: Discriminação dos serviços para construção de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.
- American Society for Testing and Materials. ASTM D3441-16, Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken: ASTM International, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solo – Ensaio de palheta *in situ* – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8044**: Projeto geotécnico - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- BARONI, M.; ALMEIDA, M. de S. S. Retirada de amostras indeformadas de argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca, RJ. In: **Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul - VIII GEOSUL**. Porto Alegre, 2012.
- BOTELHO, M. H. C. **Princípios da mecânica dos solos e fundações para a construção civil**. São Paulo: Blucher, 2015.
- BRASIL. **Decreto n. 59.263**, de 5 de jun. de 2013. Dispõe sobre diretrizes e procedimentos para a proteção da qualidade do solo e gerenciamento de áreas contaminadas, e dá providências correlatas. Lei nº 13.577 de 8 de julho de 2019. São Paulo, jun. 2013. Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/areas-contaminadas/wp-content/uploads/sites/17/2013/11/decreto-59-263-05062013.pdf>. Acesso em: 9 set. 2018.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CHIOSSI, N. **Geologia de engenharia**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Sondagem de reconhecimento pelo método rotativo**. DNER-PRO 102. Brasília: DNER, 1997. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/procedimento-pro/dner-pro102-97.pdf>. Acesso em: 20 set. 2018.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

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.

Unidade 2

Tipos de fundações e metodologias executivas

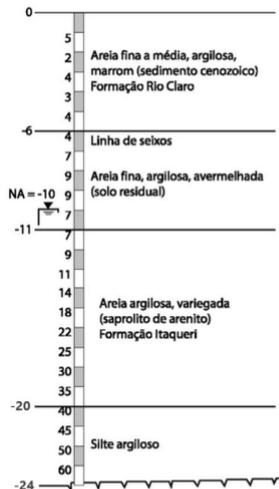
Convite ao estudo

Aluno, seja bem-vindo à engenharia de fundações!

As fundações exercem um papel fundamental nas edificações, proporcionando uma base sólida às obras de todos os portes. No entanto, a escolha do tipo não é uma tarefa simples, pois é necessário analisar diversos parâmetros do solo, profundidade da água, cargas da edificação, recursos locais em equipamentos e materiais, entre outros. Por isso, é muito importante conhecer e avaliar os tipos de fundações, interação solo e elemento estrutural, metodologias executivas e limitações dos processos.

Você se formou e percebeu que a geotecnia é uma área da engenharia civil que permite atuar em obras de todos os portes. Muito empolgado, você começou a pegar pequenos projetos, vislumbrando crescer como engenheiro geotécnico, e seu primeiro desafio é uma obra residencial, localizada em um novo condomínio da cidade, com muito potencial de crescimento, com cargas de aproximadamente 30 tf por pilar e com solo descrito na sondagem da Figura 2.1.

Figura 2.1 | Sondagem SPT – obra residencial



Pensando no porte da obra, nas cargas envolvidas e nas características do subsolo, você deverá escolher o melhor tipo de fundação. Assim, qual será a melhor solução técnica e financeira? Você saberá explicar sua decisão a seu cliente? Com estas respostas, você estará com todas as informações necessárias para o dimensionamento das fundações e a elaboração do projeto. Não se esqueça de analisar a capacidade de carga de cada tipo de fundação, mesmo com dados preliminares para auxiliar na sua escolha.

Nessa unidade, nosso estudo iniciará pelas fundações diretas (sapatas, blocos, radiers e tubulões) e depois abordará as fundações por estacas (pré-fabricadas e moldadas in loco) nas Seções 2.1 e 2.2, respectivamente, listando algumas vantagens e desvantagens de cada processo. Na Seção 2.3 veremos como ocorre a interação solo e fundação, conheceremos melhor as limitações de cada tipo de fundação e os efeitos gerados pela movimentação do solo. Ainda na última seção, você verá mais sobre fundações restritas no Brasil, mas que fazem o maior sucesso lá fora! Com todo esse conhecimento, sua escolha será certa!

Fundações diretas

Diálogo aberto

Olá, aluno, após ter conhecido as formas de investigar o subsolo, chegou a hora de escolher o elemento estrutural que vai interagir com o solo e formar o elemento de fundação. Esse é o desafio diário de engenheiros geotécnicos no mundo todo, que buscam a melhor solução técnica e financeira, atentos aos prazos, às peculiaridades regionais, como os tipos de solos, aos equipamentos disponíveis e ao custo dos materiais.

Pensando na proposta profissional apresentada a você, já que precisa escolher a melhor solução de fundação para o seu cliente, além da técnica, é necessário pensar também nos custos envolvidos. Por isso, você decidiu começar sua análise pelas fundações diretas, que são mais simples e que, conseqüentemente, refletem um menor custo, além de elencar, com base na sondagem apresentada na Figura 2.1, as vantagens e as desvantagens do uso de sapatas, radier e tubulão para a obra residencial, destacando as limitações executivas de cada processo.

Fique atento às definições e recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2019) para as fundações diretas e entenda como estes elementos interagem com o solo e como ocorre o processo executivo de sapatas, blocos, raders e tubulões. Este será o primeiro passo da escolha do tipo de fundação da edificação, tendo como lógica o início da análise pelos elementos mais simples e mais baratos.

Vamos lá, estamos apenas começando nosso projeto!

Não pode faltar

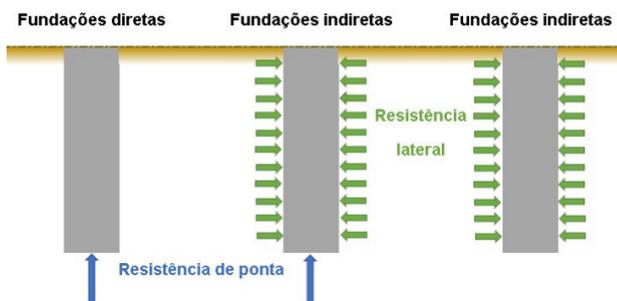
Aluno, ao longo da sua vida profissional, você verá que existem várias formas de transferirmos as cargas da estrutura para o solo e, por isso, teremos diversos tipos de fundações que dependerão das seguintes informações:

- Grandeza, natureza e locação das cargas que serão descarregadas nas fundações;
- Detalhes sobre as deformações verticais (recalques) admissíveis da edificação;
- Tipo de solo, espessura, profundidade e resistência das camadas que constituem o subsolo local;

- Localização do nível da água do lençol freático (N.A.).

As fundações são elementos estruturais que interagem com o maciço do solo que os envolvem, distribuindo as tensões por seu contato de base e/ou lateral. Porém, dependendo do elemento adotado, haverá a predominância de transferência pela base (fundações diretas), pelo contato lateral ou pelas duas formas (fundações indiretas), como podemos observar na Figura 2.2.

Figura 2.2 | Formas de interação entre o elemento estrutural e o solo

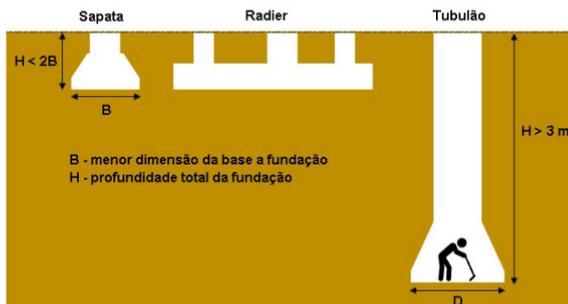


Fonte: elaborada pela autora.

Como as fundações diretas vão transferir as cargas predominantemente pela base, é comum o uso de bases alargadas para aumentar a eficiência desses elementos (Figura 2.3), como teremos nas sapatas, nos blocos, nos radiers (fundações rasas) e nos tubulões (fundações profundas).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a profundidade das fundações rasas não deve exceder duas vezes a menor dimensão em planta (B) e a profundidade das fundações profundas têm no mínimo 3 metros. Para o caso de fundações rasas apoiadas em solos de elevada porosidade e não saturados, é preciso ter cuidado, pois há a possibilidade de colapso por encharcamento pelo fato de esses solos serem potencialmente colapsíveis.

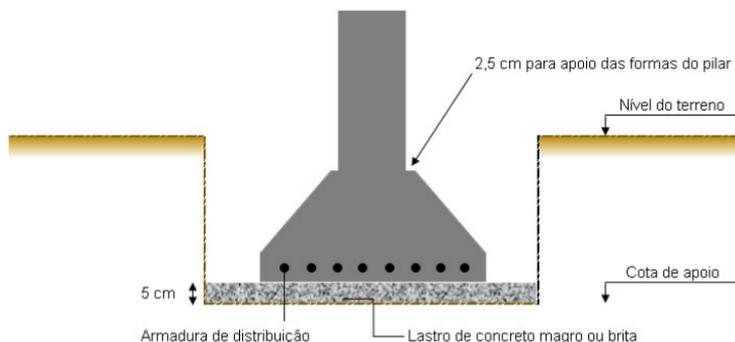
Figura 2.3 | Fundações diretas



Fonte: elaborada pela autora.

As sapatas são elementos de fundação em concreto armado dimensionados de forma que a armadura resista às tensões de tração (Figura 2.4).

Figura 2.4 | Sapata de fundação



Fonte: elaborada pela autora.

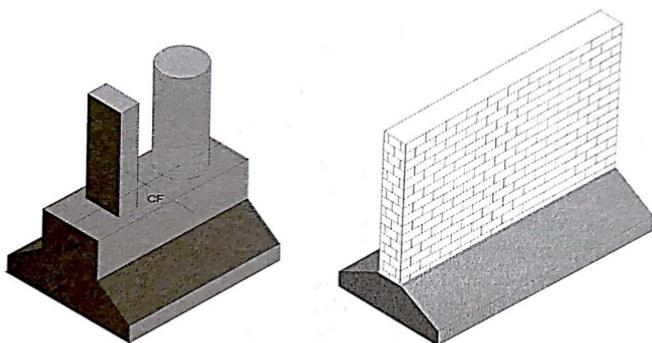
Os elementos de fundação em sapatas podem ter várias formas dependendo da posição dos pilares, sendo isolados quando recebem a carga concentrada de apenas um pilar e distribuem a carga em duas direções (Figura 2.5), associados quando recebem as cargas de dois ou mais pilares relativamente alinhados (Figura 2.6), alavancados quando um dos pilares está posicionado na divisa e corridos quando a sapata recebe cargas lineares e transfere para o solo em uma direção (Figura 2.6), como alvenaria estrutural e muros de arrimo.

Figura 2.5 | Sapatas isoladas em concreto armado



Fonte: <http://www.understandconstruction.com/types-of-foundations.html>. Acesso em: 11 dez. 2018.

Figura 2.6 | Sapata associada e sapata corrida



Fonte: Joppert Jr. (2007, p. 92).

Antigamente, a solução em sapata foi amplamente utilizada em obras de todos os portes, mas, devido às patologias geradas em muitas edificações, hoje é uma solução adotada em obras de pequeno porte, quando não há a necessidade de mão de obra especializada e as camadas superficiais são resistentes para o apoio das fundações. Uma outra aplicação é em edifícios com subsolos, já que muitas vezes a cota da escavação está muito próxima ao topo rochoso.



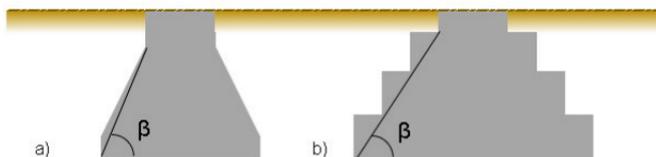
Pesquise mais

As fundações em sapatas são muito comuns, por isso, vale a pena você se aprofundar no assunto. O artigo *Sapatas de concreto* aborda as recomendações da solução.

Nakamura, J. Sapatas de concreto. *Téchne*. São Paulo, 137 ed., ago. 2008. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/137/artigo286532-1.aspx>. Acesso em: 11 dez. 2018.

Já os blocos de fundação não contêm armaduras e, por isso, são elementos mais robustos, podendo ser cônicos ou escalonados (Figura 2.7) e dimensionados para o concreto resistir às tensões de tração. Na sua geometria, a NBR 6122 recomenda garantirmos um ângulo beta correlacionado à resistência característica à tração do concreto e à resistência do solo.

Figura 2.7 | Bloco de fundação: a) tronco cônico; b) escalonado



Fonte: elaborada pela autora.



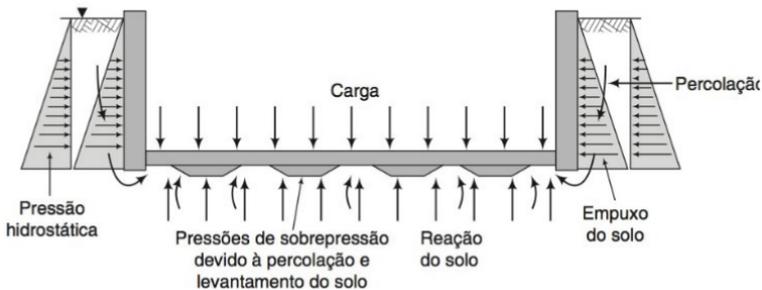
Assimile

Não confunda bloco de fundação com bloco de coroamento!

O primeiro não tem armadura e seu objetivo é transferir as cargas da edificação para o solo. Já o bloco de coroamento é uma mesoestrutura destinada a transferir as cargas dos pilares para as estacas.

Segundo Budhu (2017), podemos optar pela solução em radier quando a soma das áreas das bases das sapatas excederem 50% da projeção da edificação, quando o solo tem baixa resistência, quando há bolsões de solo mole variáveis abaixo da projeção da estrutura ou quando há a necessidade de combater a sobrepressão hidrostática (Figura 2.8).

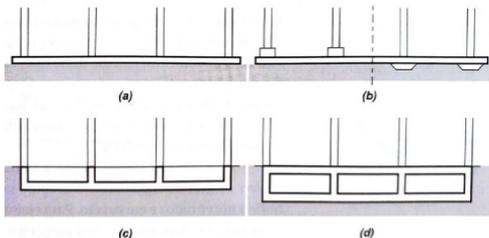
Figura 2.8 | Pressões de sobrepressão atuando no radier



Fonte: Budhu (2017, p. 300).

Como o radier é uma fundação rasa, similar a uma laje, e recebe os pilares da obra, podemos destacar o seu bom desempenho quando precisamos uniformizar os recalques da estrutura. Estruturalmente, o radier pode ser dividido em quatro tipos principais: lisos (Figura 2.9 (a)), com pedestais ou em laje cogumelo (Figura 2.9 (b)), nervurados/vigas invertidas (Figura 2.9 (c)) e em caixão (Figura 2.9 (d)). Quanto aos materiais empregados, podemos citar o concreto armado, protendido ou reforçado com fibras (CRF).

Figura 2.9 | Radiers: (a) lisos; (b) com pedestais ou em laje cogumelo; (c) nervurados/vigas invertidas; e (d) caixão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 163).



Pesquise mais

Aluno, para conhecer mais tipos de radier em detalhes, acesse as páginas 298 e 299 do livro *Fundações e estruturas de contenção* disponível na Biblioteca Virtual.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) prescreve os procedimentos das fundações rasas, dividindo em três etapas:

1) Escavação das cavas: a escavação em solo pode ser manual ou mecanizada, mas quando mecanizada, deve ser paralísada 30 cm acima da cota de apoio e finalizada manualmente. Para escavação em rocha, podemos utilizar rompedores e explosivos, tomando o cuidado de, ao final, remover todos os blocos soltos.

2) Preparação para a concretagem: antes da concretagem, você, como engenheiro responsável pela obra ou geotécnico, deverá garantir que o fundo da escavação está livre de material solto e verificar se o solo está com a resistência esperada em projeto. Se houver a necessidade de aprofundamento, o volume correspondente à diferença das cotas poderá ser preenchido com concreto não estrutural (consumo mínimo de cimento de 150 kg/m^3) ou aumentar o comprimento do pilar. O fundo da cava deve ser regularizado com concreto magro (não estrutural) com espessura mínima de 5 cm, conforme apresentado na Figura 2.5.

3) Concretagem da sapata: deve obedecer às especificações do projeto estrutural e realizar o controle tecnológico do concreto e do aço.

4) Reaterro: será realizado após a cura do concreto.

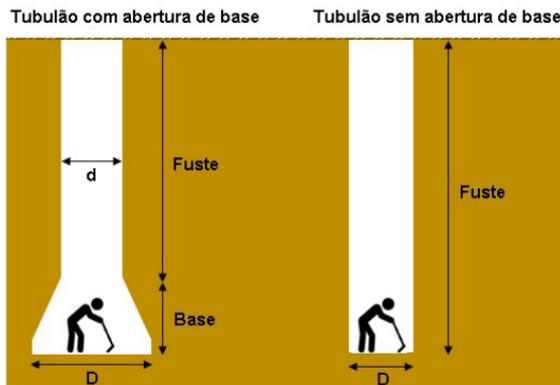
A execução

E ainda nas fundações diretas, temos os tubulões que, por serem uma fundação profunda, atingem camadas mais resistentes e atendem a obras de pequeno a grande porte. A NBR 6122 define como tubulão o elemento de fundação em que, em pelo menos na sua etapa final de escavação, há a entrada de trabalhador. A utilização de tubulões como solução de fundação divide as opiniões dos engenheiros brasileiros por causa da exposição deste trabalhador a diversos riscos.

O tubulão é formado pelo fuste com ou sem abertura de base, como pode ser observado na Figura 2.10. O processo executivo divide a solução em dois tipos: céu aberto e ar comprimido. As escavações das fundações diretas citadas até aqui só são possíveis em camadas que estão acima do lençol freático, exceto o tubulão ar comprimido, já que o intuito da pressurização

é justamente não permitir a entrada de água durante a escavação e a concretagem.

Figura 2.10 | Elementos dos tubulões com ou sem abertura de base



Fonte: elaborada pela autora.

Nos tubulões a céu aberto, a escavação do fuste poderá ser manual ou mecanizada por meio de perfuratriz equipada com trados como ferramenta de corte. Se o solo for granular e as paredes da escavação estiverem instáveis, o fuste poderá ser revestido por um tubo metálico ou por revestimento de concreto moldado in loco.



Refleta

Os tubulões podem ser revestidos ou não. Qual é a importância da coesão dos solos na decisão de utilizar ou não?

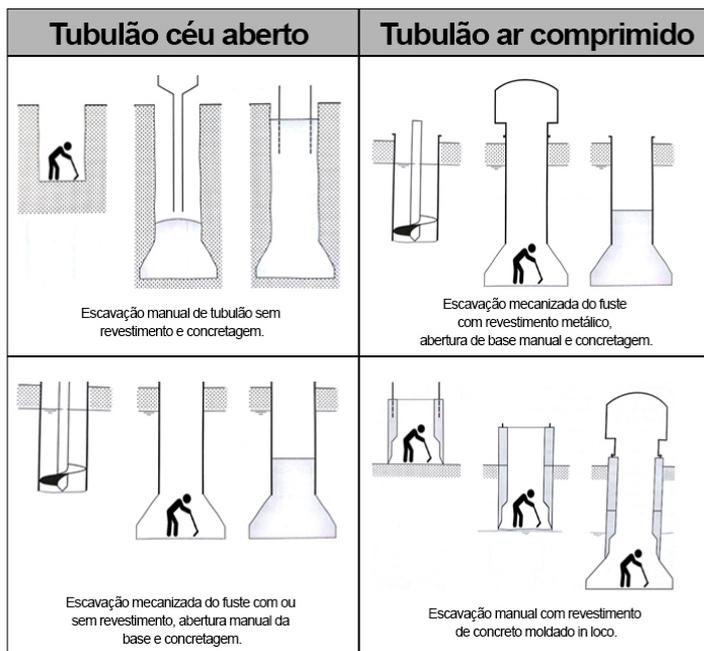
Os revestimentos podem ser metálicos ou de concreto moldado in loco. Qual atenderia melhor um cronograma de obra apertado?

Antes da abertura da base, o consultor geotécnico da obra deverá verificar se o solo da cota de apoio está com a resistência prevista em projeto, caso contrário, a escavação do fuste deverá continuar. A geometria da abertura de base também deverá ser avaliada pelo consultor geotécnico ou pelo engenheiro responsável pela obra. Quando as condições estão adequadas, inicia-se a concretagem com auxílio de um funil. O concreto deve estar suficientemente fluido (*slump* ~ 60 mm) para preencher todos os espaços da escavação.

Os tubulões executados abaixo do nível da água precisarão de um equipamento chamado campânula, instalada acima do revestimento do fuste. Essa

campânula permite a pressurização do espaço de trabalho para que a água não invada a escavação e a concretagem. A pressurização é realizada por dois compressores trabalhando em paralelo e um conjunto de filtros e resfriadores para melhorar a condição de trabalho.

Figura 2.11 | Sequência de escavação e concretagem



Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 234 a 236).



Pesquise mais

A NR 18 regulamenta as condições e o meio ambiente de trabalho na indústria da construção e, no caso de tubulões, temos itens que não devem ser negligenciados para garantirmos a segurança e a qualidade. Acesse o item 18.6 sobre escavações, fundações e desmonte de rochas da norma regulamentadora:

BRASIL. Ministério do Trabalho. **NR 18 – Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção**. Brasília, 2018. Disponível em: <http://trabalho.gov.br/images/Documentos/SST/NR/NR18/NR18-6.pdf>. Acesso em: 12 dez. 2018.

Na mesma norma regulamentadora há outros itens interessantes para a execução dos tubulões, o 18.13 sobre medidas de proteção contra

quedas de altura e 18.20 sobre locais confinados.

BRASIL. Ministério do Trabalho. Normas Regulamentadoras. **NR 18 – Condições e meio ambiente de trabalho na indústria de construção**. Brasília, 2015. Disponível em: http://www.trtsp.jus.br/geral/tribunal2/LEGIS/CLT/NRs/NR_18.html#18.18. Acesso em: 12 dez. 2018.



Exemplificando

Em uma obra predial, serão executados tubulões com 14 m de profundidade, mas as sondagens indicaram a presença de nível de água 5 m abaixo da superfície. Qual metodologia deverá ser utilizada?

Neste caso, a única forma de avançarmos além dos 5 m é com tubulões executados sob ar comprimido.

Demos nosso primeiro passo no conhecimento das metodologias disponíveis no mercado de fundações, mas vamos em frente porque tem muito mais!

Sem medo de errar

Você está iniciando um projeto de fundação para uma obra residencial e buscando a melhor solução técnica e econômica. Nada melhor que iniciar pela análise das metodologias mais simples, como as diretas rasas (sapatas, blocos e radiers) que necessitam apenas da escavação das cavas, preparo da base, instalação ou não de armadura e concretagem. Pela sondagem apresentada na Figura 2.1, o solo de apoio das fundações diretas (da cota 0 à cota -3 m) é uma areia fofa a pouco compacta, pela Tabela 1.4 apresentada na unidade anterior. Este solo tem baixa resistência, mesmo para obras de pequeno porte. A areia, mesmo argilosa, pode apresentar alguma instabilidade durante a escavação das cavas.

Já nas fundações diretas profundas, temos o tubulão céu aberto, que poderá ser escavado até a cota -10 m, acima do lençol freático, em uma camada de areia pouco a medianamente compacta, possivelmente suficiente para este porte de obra, com o uso de revestimento, mas necessitando de atenção na análise de recalques. E por fim, temos o tubulão ar comprimido que, pelas dificuldades executivas, torna-se economicamente inviável. O acompanhamento das obras com solução em tubulão demanda muita atenção devido aos riscos envolvidos na execução aos trabalhadores. Mas atenção! Você ainda tem um longo caminho a percorrer antes de bater o martelo na solução.

Desvendando patologias em obras com fundações rasas

Descrição da situação-problema

Você, como especialista em fundações, foi acionado para verificar uma edificação que apresentava fissuras com características típicas de problemas de fundações. Quando chegou ao local, confirmou, pela posição das trincas, que as fundações estavam recalçando. Como trata-se de uma edificação antiga, você já começou a pensar em algumas hipóteses. Utilizando seus conhecimentos de mecânica dos solos e de fundações, indique uma hipótese e quais dados você deverá buscar para solucionar o problema.

Resolução da situação-problema

As fundações rasas por sapatas e blocos são comuns nas fundações antigas, e muitos podem ser os problemas, mas em uma estrutura que esteve estável por anos e que de repente apresenta recalques significativos, a principal causa seria o solo do local ser colapsível e que reduz de volume quando umedecido. Neste contexto, o que você deverá perguntar para o cliente é:

Há projeto de fundação da edificação? Sabe qual foi o tipo executado? Se o cliente não souber, haverá a necessidade de escavar para verificar. Houve vazamento de água? A conta de água dos últimos meses indicou aumento de consumo? É uma indicação de redução de volume de solo e, consequentemente, de recalque.

Faça valer a pena

1. A principal norma de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2019) prevê três tipos de fundações rasas: sapatas, blocos e radiers. Associe as definições abaixo com os tipos de fundações:

- I. Abrange parte ou todos os pilares da estrutura.
- II. Elemento de concreto armado dimensionado de forma que os esforços de tração sejam resistidos pela armadura.
- III. Elemento de concreto dimensionado de forma que os esforços de tração sejam resistidos pelo concreto.

Neste contexto, assinale a alternativa correta.

- a) I – sapata; II – bloco; III – radier.
- b) I – radier; II – sapata; III – bloco.
- c) I – bloco; II – radier; III – sapata.
- d) I – radier; II – bloco; III – sapata.
- e) I – bloco; II – sapata; III – radier.

2. Os elementos de fundações de uma edificação têm o objetivo de transmitir as cargas para o solo, proporcionando uma base sólida. Estes elementos podem ser rasos ou profundos, mas a forma de classificação mais importante refere-se à forma de interação solo-estrutura.

Neste contexto, assinale a alternativa correta.

- a) As fundações diretas são aquelas que transmitem as cargas para o solo predominantemente pelo atrito lateral.
- b) As fundações diretas ou rasas são compostas por sapatas, blocos, radies e tubulões.
- c) As sapatas, os blocos, os radies e os tubulões transmitem as cargas para o solo predominantemente pela base.
- d) As sapatas e os blocos de fundação são classificados como fundações indiretas.
- e) As fundações consideradas diretas são as que transmitem as cargas diretamente pelas armaduras.

3. Na construção de uma nova caixa d'água de um condomínio residencial, o engenheiro está com dificuldades para definir o tipo de fundação por causa da dificuldade de acesso de grandes ferramentas ao local. Sabendo que o solo começa a apresentar resistência compatível ao projeto a partir de 4 metros de profundidade em solo coesivo e sem a presença do lençol freático, vamos ajudá-lo nessa escolha.

Assinale a alternativa com a correta solução para esta obra.

- a) Sapata de fundação.
- b) Bloco de fundação.
- c) Radier.
- d) Tubulão céu aberto.
- e) Tubulão ar comprimido.

Fundações por estacas

Diálogo aberto

Aluno, vamos conhecer as famosas estacas de fundação!

Nas últimas décadas, toda a revolução tecnológica na área de fundações foi focada nas estacas. Temos uma grande diversidade de tipos disponíveis no mercado e isso nos dá a tranquilidade de poder escolher a melhor solução, de acordo com os condicionantes do solo e do local da obra e dentro das possibilidades financeiras do seu cliente.

Você está empolgado com seus primeiros contratos e, como talvez as fundações diretas não atendam à capacidade de carga necessária neste projeto, que é uma obra residencial, você precisará estudar também a adoção de fundações por estacas. Porém, são muitos tipos e todos devem ser analisados para ter certeza de estar propondo a melhor solução técnica e financeira para seu cliente. Então, você deve escolher três tipos de estacas que melhor atendem às necessidades do projeto (do local, estruturais e geotécnicas), listando as vantagens, as desvantagens e as limitações de cada processo.

Para ter confiança na sua escolha, será necessário entender a diferença entre estacas pré-fabricadas e estacas moldadas in loco, além de conhecer as principais metodologias executivas, bem como os equipamentos e materiais envolvidos.

Novamente o convidamos para observar as obras da sua cidade, sendo que, muitas vezes, as estacas são executadas por grandes perfuratrizes, facilmente vistas no início das construções.

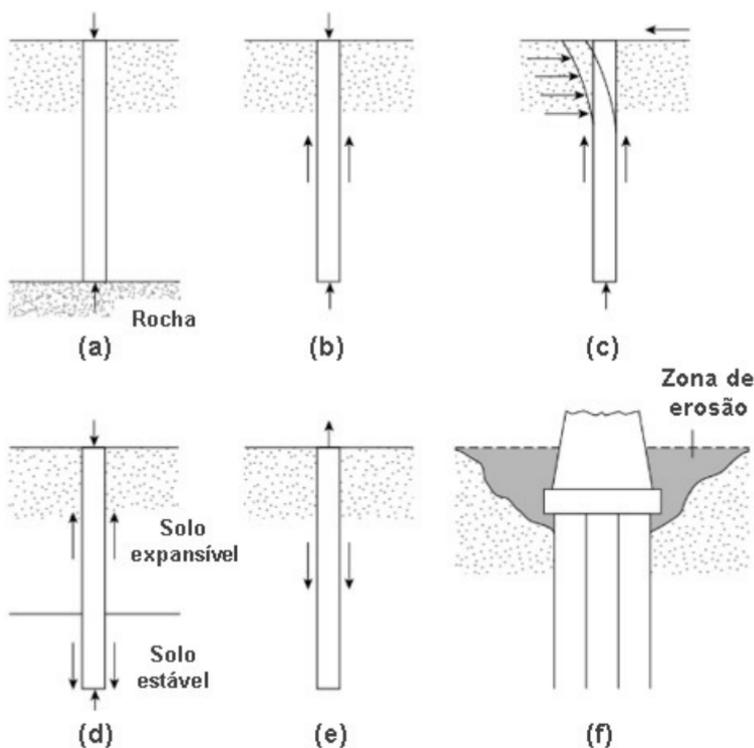
Não pode faltar

As estacas são elementos de fundação profundos que, segundo a NBR 6122, são executados por equipamentos de perfuração ou de cravação e transmitem as cargas para o solo pela ponta, pelo atrito lateral ou pela combinação de ambos (ABNT, 2019).

Segundo Das (2016), quando as camadas de solo são compressíveis e com baixa resistência, utilizamos estacas para alcançar e apoiar a fundação no topo rochoso, conforme a Figura 2.12 (a). Ou então, quando a rocha está em camadas muito profundas, a estaca transmite as cargas gradualmente ao longo do seu comprimento e ponta (ou base), como na Figura 2.12 (b).

As estacas também podem ser adotadas em obras que transmitirão esforços horizontais (flexão) além dos esforços verticais de compressão (Figura 2.12 (c)). Sabemos que as fundações rasas são suscetíveis aos efeitos dos solos expansivos ou colapsíveis, mas as estacas podem ultrapassar estas camadas em busca de solos mais estáveis e resistentes (Figura 2.12 (d)). Algumas construções como torres de transmissão e plataformas de petróleo transmitem esforços de tração para as estacas (Figura 2.12 (e)) e, por fim, as estacas utilizadas em locais propensos à erosão como encontro de pontos e píeres, já que as fundações rasas perderiam o apoio e entrariam em ruptura por deslocamentos excessivos.

Figura 2.12 | Aplicações das estacas



Fonte: Das (2016, p. 206).

Temos várias formas de classificar as estacas, seja pelo material, como madeira, aço, concreto e mista, ou pelo processo executivo, dividindo-as em estacas pré-fabricadas e estacas moldadas in loco e podendo ser de deslocamento ou de substituição, como detalhado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 | Tipos de estacas

Estacas	Pré-moldada	Madeira	De deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
	Moldada <i>in loco</i>	Broca	De substituição
		Strauss	De deslocamento
		Franki	Sem deslocamento
		Raiz	De substituição
		Hélice	De substituição
	Escavada com lama		

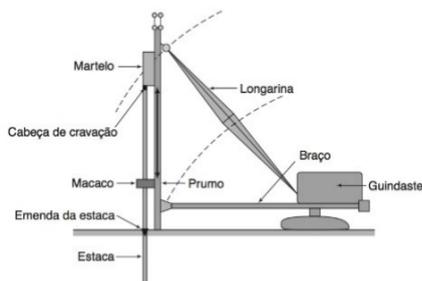
Fonte: Campos (2015, p. 351).

Nas estacas de deslocamento, o solo é empurrado para dar espaço ao elemento estrutural de fundação, por exemplo, estacas pré-fabricadas, estacas executadas com tubo de aço de ponta fechada, estacas tipo Franki e micro-estacas injetadas, que geram grandes deslocamentos, bem como as estacas de perfis de aço, estacas executadas com tubo de ponta aberta e estaca hélice de deslocamento (ômega), que provocam menos deslocamentos. É claro que neste processo há uma redução do índice de vazios no solo do entorno da estaca, o que melhora a capacidade de carga e reduz os efeitos dos recalques.

As estacas escavadas são executadas retirando o solo e substituindo pelo material previsto, que normalmente é o concreto moldado *in loco*. Como exemplo, podemos citar as estacas escavadas sem revestimento, estacas escavadas com o uso de estabilizantes, estacas hélice contínua e estacas escavadas em rocha. Nas executadas em solos ocorrerá o amolgamento do solo do entorno.

Podemos citar, ainda, as estacas raiz, que não provocam deslocamento e também não retiram o solo para a substituição pelo material. As pré-fabricadas são estacas confeccionadas de madeira, aço ou concreto e inseridas no solo por mecanismos de cravação como martelos de queda livre, conhecidos como bate-estacas, martelos hidráulicos (Figura 2.13), martelos a diesel e vibradores.

Figura 2.13 | Mecanismo de cravação de estacas com martelo



Fonte: Budhu (2017, p. 248).



Refleta

As estacas cravadas por bate-estacas geram vibrações que muitas vezes extrapolam o perímetro da obra. Por isso, algumas cidades estão buscando a proibição, conforme relatado no artigo da ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos:

CORREA, C; COSTA, M; GOTLIEB, I. **ABMS, ABEF e ABEG unem forças para manter o uso do bate-estacas no estado de São Paulo**. Associação Brasileira de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica - ABMS, 2017. Vale a pena vetar ou podemos escolher melhor onde usar? Vale a pena investir em vistoria preventiva?

As estacas de madeira são confeccionadas com os troncos das árvores, podendo ou não ter uma proteção na ponta. Segundo Velloso e Lopes (2010), no Brasil esse tipo de estacas é utilizado quase que exclusivamente em obras provisórias. A deterioração é uma das preocupações com esta solução, pois a durabilidade pode ser comprometida quando houver variação do nível da água. Porém, se garantida permanência submersa, o sistema de estacas pode ter longa duração. Normalmente elas são utilizadas em elementos de 6 metros de comprimento e diâmetro variando de 15 a 35 centímetros. Para comprimentos maiores, pode-se adotar emendas.

As estacas metálicas ou de aço são comercializadas em diversos formatos, como os perfis (laminados ou soldados), tubos ou até mesmo trilhos usados de ferrovias. A grande vantagem desta solução é a fabricação de seções variadas, com resistência elevada, fácil de transportar e longa durabilidade quando cravadas no solo. Os elementos são comercializados em comprimentos de 6 ou 12 metros, mas podem ser emendados por solda ou cortados, conforme necessidade da obra. O valor do perfil metálico pode ser alto, dependendo da região e do porte da obra.



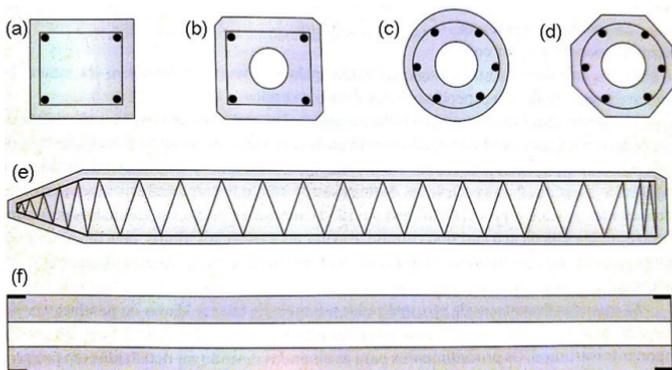
Pesquise mais

Conheça os detalhes executivos das estacas metálicas lendo o manual de estacas metálicas da Gerdau.

EQUIPE TÉCNICA GERDAU. **Estacas metálicas Gerdau**. 8. ed. [S.l.], 2015.

As estacas pré-moldadas de concreto são muito utilizadas no Brasil, por ser uma solução simples, com alto controle do material empregado e custos acessíveis a todos os portes de obras, podendo ser fabricadas com concreto armado, protendido ou centrifugado, com diversas geometrias de seções, como podemos ver na Figura 2.14.

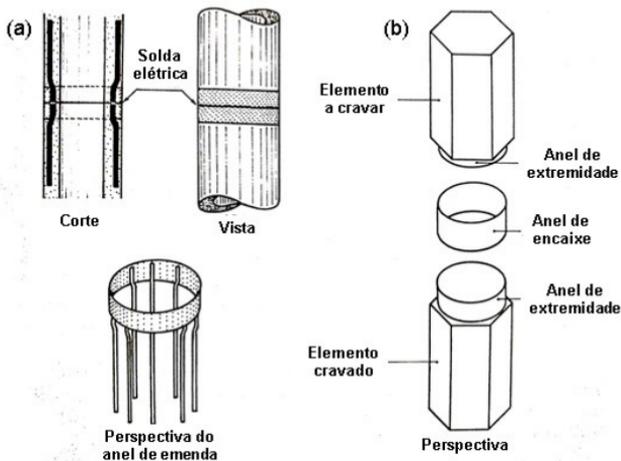
Figura 2.14 | Estacas pré-moldadas de concreto; (a) a (d) seções típicas; (e) seção longitudinal com armadura; (f) estaca com furo central e anel de emenda



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 198).

Como na maior parte das obras com essa solução, os elementos de 6 a 12 m de comprimento são confeccionados na fábrica, transportados até o local da obra e emendados, se necessário, para atingir grandes profundidades, por meio de dispositivos como os da Figura 2.15.

Figura 2.15 | Emendas dos elementos pré-moldados de concreto



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 198).

Em obras com elementos de grandes diâmetros e estacas longas, é preferível o uso de estacas protendidas para evitar quebras durante o manuseio.



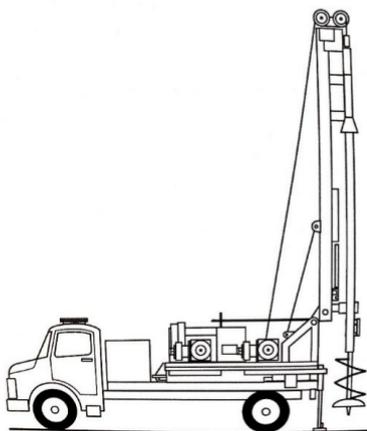
Exemplificando

Uma obra comercial será iniciada em um centro urbano e, pelas características do solo, serão utilizadas estacas cravadas. Mas qual material seria o mais apropriado?

Por ser uma obra com muitas edificações nos arredores, é necessário ter a preocupação de minimizar os efeitos da vibração. Os perfis metálicos têm as paredes mais finas e lisas que as estacas de concreto pré-fabricado, sendo, assim, a melhor opção para a obra.

As estacas mais simples são as escavadas manualmente utilizando trados e hastes, no entanto, seu uso é limitado pela dificuldade de atingir grandes profundidades e de garantir a qualidade da concretagem. O lançamento do concreto direto na boca do furo poderá provocar o desmoronamento de solo e consequente contaminação do concreto. É claro que será possível utilizá-las apenas em obras com cargas muito reduzidas, sem presença do lençol freático e em solos com coesão suficiente para manter as paredes da escavação estáveis. Para obras nestas mesmas condições, mas com cargas um pouco maiores, podemos adotar as estacas escavadas com trado mecanizado. Normalmente, são caminhões com trados acoplados, conforme a Figura 2.16, que oferecem agilidade com baixo custo.

Figura 2.16 | Caminhão com trado



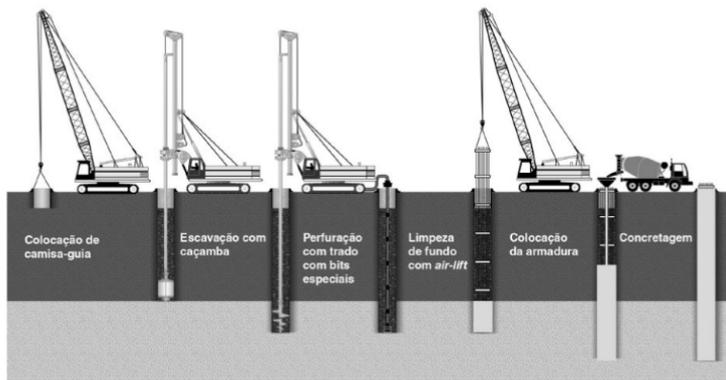
Fonte: ABEF (2012, p. 123).

No entanto, o que fazer quando houver a necessidade de avançar com a perfuração abaixo do nível da água? Nestes casos, são utilizados fluidos estabilizantes para evitar a invasão de água no furo e o desmoronamento.

Como estabilizante podemos adotar a lama bentonítica ou o polímero, pois possuem densidade maior que da água e formam uma fina camada em torno da perfuração até a conclusão da concretagem (Figura 2.17).

A estaca escavada com estabilizante é conhecida também como “estacão”, associação feita por causa dos grandes diâmetros alcançados pela perfuratriz dotada de caçamba, para escavação de solo, e trado com bits de tungstênio, para escavação de rochas brandas.

Figura 2.17 | Estacas escavadas com estabilizante (estacão)

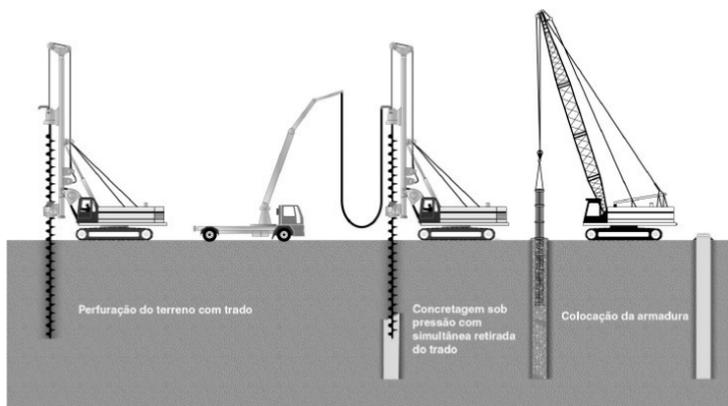


Fonte: Caputo (2017, [s.p.]).

Neste tipo de estaca, a concretagem submersa é a técnica adotada para lançar o concreto de baixo para cima por meio do tubo tremie ou tremonha, o que fará com que o concreto, mais denso, expulse a lama.

Pensando ainda nas estacas executadas abaixo do nível da água, temos as estacas hélice contínua, atualmente o tipo mais utilizado no mundo. Isso se dá pelo monitoramento e pela qualidade da execução, porém, seu custo pode ser elevado para grandes diâmetros, já que aumenta o porte do equipamento. Um trado contínuo é introduzido no solo em velocidade constante até atingir a profundidade de projeto, para então ser retirado, injetando o concreto simultaneamente por um tubo interno ao trado. O concreto deverá ser fluido o suficiente para a inserção da armadura parcial, ou seja, o comprimento não precisa ser o mesmo da profundidade da estaca.

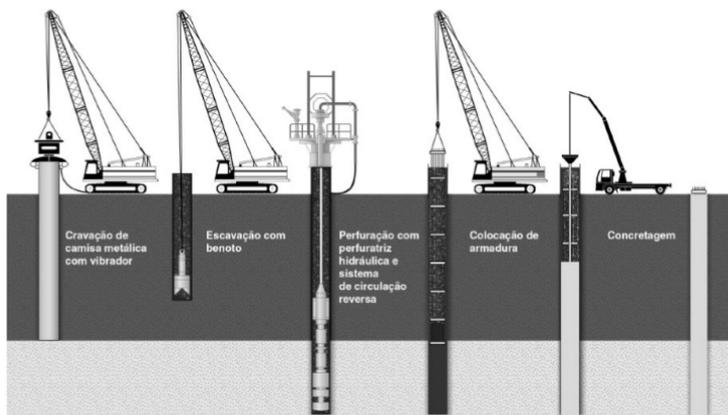
Figura 2.18 | Estaca hélice contínua



Fonte: Caputo (2017, [s.p.]).

Em obras de grande porte, é comum ter a necessidade de embutir a estaca em rocha, e uma das formas de escavar está demonstrada na Figura 2.19, usando uma perfuratriz hidráulica com sistema de circulação reversa e brocas fresadas (rochas brandas) ou com botões de tungstênio (rochas duras). Tanto os estacões como as estacas escavadas em rocha são destinadas a obras de médio a grande porte, pois necessitam de espaço, logística controlada e apresentam um custo elevado.

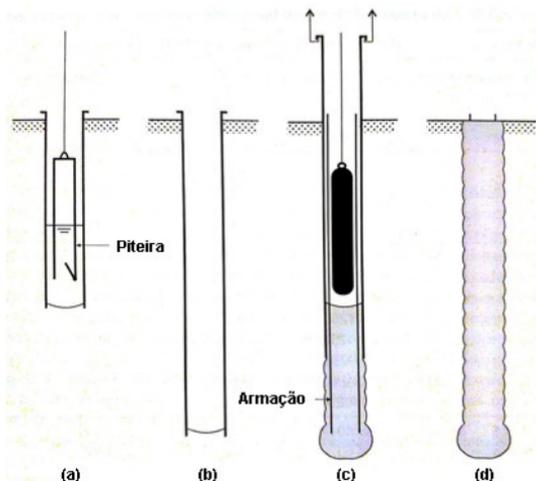
Figura 2.19 | Estacas escavadas em rocha com circulação reversa



Fonte: Caputo (2017, [s.p.]).

As estacas Strauss são escavadas por sonda ou piteira apoiada em tripé, com a inserção de revestimento metálico provisório e retirada durante o apiloamento do concreto, conforme as etapas descritas na Figura 2.20.

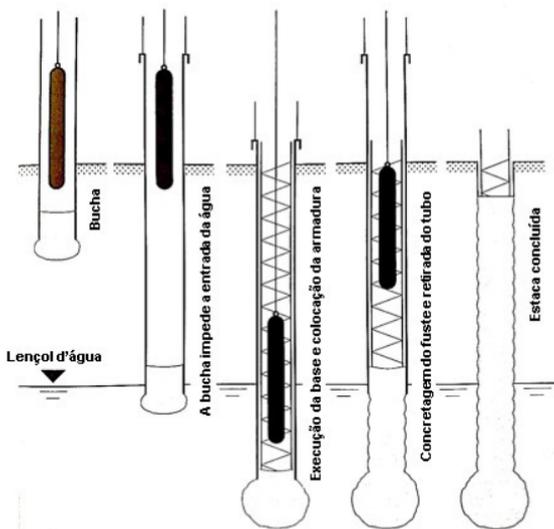
Figura 2.20 | Metodologia executiva da estaca Strauss



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 206).

A execução da estaca Franki consiste na cravação, com bate-estacas, de um tubo de ponta fechada com uma bucha de solo seco. Ao atingir a cota de apoio estimada, esta bucha é apiloada formando um bulbo como base da estaca. Na sequência, é inserida a armadura e efetuada a concretagem com a retirada do tubo metálico (Figura 2.21).

Figura 2.21 | Metodologia executiva da estaca Franki



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 207).

Tanto as estacas Strauss como as Franki estão caindo em desuso, pois poucas empresas as aplicam atualmente e pela dificuldade de realizar o controle de qualidade, principalmente nas estacas Strauss.



Pesquise mais

Conheça os detalhes executivos das estacas tipo Franki lendo o artigo da Revista Infraestrutura Urbana.

CORSINI, R. Fundações e contenções – Soluções técnicas: estacas Franki. **Revista Infraestrutura Urbana**. 42. ed., set. 2014.

Por fim, as estacas tipo raiz que são elementos esbeltos, mas com elevada capacidade de carga, devido à injeção de argamassa no solo e pela inserção de armadura integral ao longo da estaca. Uma perfuratriz de pequeno porte é usada para inserir tubos metálicos recuperáveis com circulação de água até a cota de projeto, para, então, inserir a armadura e injetar a argamassa.



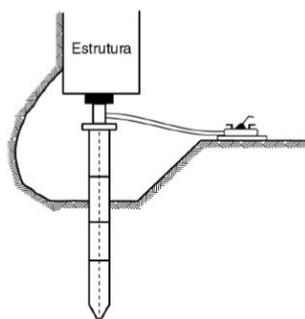
Pesquise mais

Conheça os detalhes executivos das estacas tipo raiz lendo o artigo da Revista Construção Mercado.

GIRIBOLA, M. Como executar estaca raiz. **Revista Construção Mercado**. 163. ed., fev. 2015.

O que podemos fazer quando uma edificação apresenta patologias provocadas pela ineficiência das fundações? Como reforçar a fundação se a edificação está erguida? Uma das formas é adotar as estacas “mega”, que consistem na prensagem de pequenos elementos de concreto pré-moldado por meio de macaco hidráulico apoiado na edificação existente (Figura 2.22).

Figura 2.22 | Estaca mega



Fonte: Caputo (2017, [s.p.]).



Assimile

A inserção de estacas pré-fabricadas no solo poderá acontecer de várias formas, à percussão, utilizando bate estacas, martelo hidráulico ou martelo a diesel, por vibração, com o uso de vibradores dotados de garras que permitem inserir e retirar os elementos com facilidade ou por prensagem feita por macaco hidráulico.

Assim, finalizamos a apresentação dos tipos de fundações rasas, profundas e suas metodologias executivas.

Sem medo de errar

Olá aluno, agora que você conhece as estacas de fundação, poderá ampliar as opções para a escolha do tipo de fundação do projeto do seu cliente para a obra residencial. Você não pode esquecer que deverá sempre buscar a melhor solução técnica e econômica, desta forma, o custo se torna um parâmetro de escolha.

Pela Figura 2.1, vemos que o solo mais resistente (compacto) está abaixo da cota -10,0 m, correspondente ao nível da água, desta forma, por exclusão, ficamos com as seguintes soluções:

Estacas de madeira – baixo custo, mas podem ter a durabilidade reduzida devido à variação do lençol freático;

Estacas metálicas - é uma boa opção por gerar pouca vibração, mas pode ter custo elevado, dependendo da região;

Estacas pré-moldadas de concreto - têm custo acessível quando cravadas com bate-estacas, mas geram vibrações. Neste caso, vale a pena fazer uma vistoria preventiva nas edificações vizinhas, se houver;

Estacas hélice contínua - correspondem ao tipo ideal, mas dependem de disponibilidade de equipamentos de pequeno porte na região para conseguirem se movimentar na obra e ter custos mais acessíveis;

Estacas Strauss – valor acessível, mas é possível que seja difícil conseguir empresas especializadas que executem;

Estacas Franki – é uma excelente solução geotécnica, pois sua base alargada proporciona uma elevada capacidade de carga, mas causa vibração durante a execução, o que pode danificar as edificações vizinhas, além de talvez ser difícil conseguir empresas especializadas que executem.

O ideal é continuarmos o estudo reduzindo as possibilidades até

encontrarmos a solução ideal. Desta forma, os três tipos que conseguem atender tecnicamente à obra e que possuem custo compatível com o porte da obra são: estaca pré-moldada de concreto, estaca hélice contínua e estaca metálica.

Avançando na prática

Escolha do tipo de estaca

Descrição da situação-problema

Você, engenheiro civil, está trabalhando como gestor de uma obra industrial. O projetista de fundações recomendou o uso de estacas hélice contínua para toda a obra (galpão, portaria, caixa d'água e quiosque de convivência), por haver a necessidade de ultrapassar o nível da água. Como seu cronograma estava apertado, você optou por iniciar pelo galpão, mas quando foi executar as fundações das estruturas de apoio, percebeu que o galpão bloqueou os acessos da perfuratriz. E agora? Como executar essas fundações?

Resolução da situação-problema

Calma, na engenharia tudo tem uma solução! Essa falha no planejamento poderá ser resolvida adotando um tipo de estaca que possa ser executada abaixo do nível da água e que utilize equipamentos pequenos. Para decidir, podemos elencar os tipos e os equipamentos, conforme o Quadro 2.2. As dimensões dos equipamentos podem ser obtidas pelos catálogos dos fabricantes.

Quadro 2.2 | Estacas *versus* equipamentos

Estaca	Equipamento
Metálica	Bate estacas
Pré-moldada de concreto	Bate estacas
Strauss	Tripé mais motor
Franki	Bate estacas

Fonte: elaborado pela autora.

Assim, conseguimos concluir que a solução será executar estacas Strauss, pois utilizam apenas um tripé a ser montado no local e um pequeno motor para içar piteira e revestimentos.

1. As estacas podem ser classificadas de várias formas, seja pelo material ou pelo processo executivo. Sobre esse tema, associe corretamente os tipos de estacas com suas classificações.

Quadro 2.3 | Tipos de estacas versus classificação

1. Pré-moldada de concreto	A. Moldada in loco de deslocamento
2. Broca	B. Sem deslocamento
3. Franki	C. De deslocamento
4. Raiz	D. Moldada in loco de substituição

Fonte: elaborado pela autora.

Assinale a alternativa correta.

- a) 1A; 2C; 3B; 4D.
- b) 1B; 2D; 3C; 4A.
- c) 1A; 2B; 3D; 4C.
- d) 1C; 2D; 3A; 4B.
- e) 1D; 2A; 3B; 4C.

2. Analise o trecho a seguir e descubra qual estaca está sendo descrita.

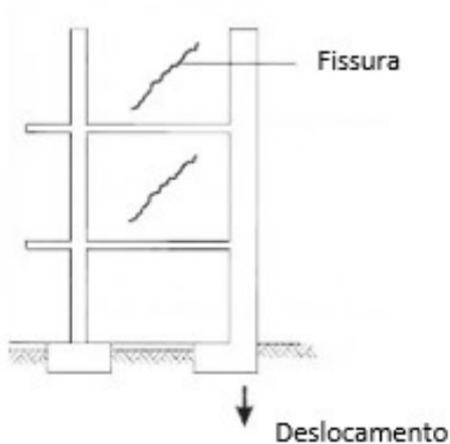
É uma estaca armada e preenchida com argamassa, moldada in loco executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva, revestida integralmente por meio de tubo metálico que garante a estabilidade da perfuração (ABEF, 2012).

Assinale a alternativa que indica corretamente o tipo de estaca.

- a) Escavada.
- b) Estação.
- c) Hélice contínua.
- d) Franki.
- e) Raiz.

3. Uma edificação começou a apresentar trincas como as da Figura 2.23. Após a execução de sondagens, constatou-se que se trata de solo colapsível e que a fundação original é do tipo rasa. Assinale a solução mais indicada para reforço de fundação desta edificação.

Figura 2.23 | Fissuras típicas de patologias das fundações



Fonte: Milititsky et al. (2015, p. 24).

Assinale a alternativa correta.

- a) Estaca pré-moldada.
- b) Estaca mega.
- c) Estaca Strauss.
- d) Estaca Franki.
- e) Estaca escavada.

Escolha do tipo de fundação

Diálogo aberto

Olá, aluno! Você já deve ter percebido que a engenharia de fundações apresenta desafios e exige criatividade do profissional, por isso é tão fascinante! A escolha do tipo de fundação passa por uma análise criteriosa do local, do entorno do terreno, dos parâmetros da obra e dos tipos de fundações disponíveis. O que é preciso saber para escolher o melhor caminho de análise e ser assertivo? Conheça bem o seu problema e as soluções usuais e seja engenhoso!

Em uma situação profissional, você, como engenheiro geotécnico, está estudando as fundações de uma obra residencial e já tem uma lista de possibilidades escolhidas com base no processo executivo, mas, para uma obra deste porte, será necessário escolher apenas uma solução. Lembre-se de que foram previstas cargas de aproximadamente 30 tf por pilar e que a sondagem apresenta:

- Da cota 0 a -6 m, areia fina, argilosa fofa a pouco compacta (N_{SPT} de 2 a 5);
- Da cota -6 a -11 m, areia fina, argilosa (solo residual) fofa a medianamente compacta (N_{SPT} de 4 a 9);
- Da cota -11 a -20 m, areia argilosa (saprólito de arenito) pouco compacta à compacta (N_{SPT} de 7 a 35);
- Da cota -20 a -24 m, silte argiloso duro (N_{SPT} de 40 a 60);
- Topo rochoso na cota -24 m.

Na pesquisa com os fornecedores dos materiais você obteve que as seções mínimas para estacas pré-moldadas maciças seria 17 x 17 cm para as seções quadradas ou $\varnothing 20\text{cm}$ para as circulares; para perfil metálico seria o tipo "I" W 150 x 13 kg/m.

A fim de decidir e avançar no seu anteprojeto, você usará tabelas de tensões admissíveis disponíveis nas literaturas consagradas da área. Para resolver esta etapa do projeto, será necessário saber os coeficientes de segurança previstos pela NBR 6122 (ABNT, 2019) que afastarão a sua obra do risco de ruína, os parâmetros que devem ser analisados na escolha, as limitações das metodologias executivas e as ações não previstas em projeto que poderão encadear no efeito de Tschebotarioff ou em atrito negativo.

Preparado para finalizar essa etapa? Vamos lá!

O maior desafio de um engenheiro geotécnico é estimar a capacidade de carga das fundações, porque há vários fatores a considerar. Se pensarmos que as fundações abrangem toda a projeção da edificação e que a investigação geotécnica corresponde a pontos específicos, podemos concluir que é praticamente impossível conhecer completamente o subsolo.

Você deve estar se perguntando “e então, como garantirei a segurança das fundações?”. Será preciso ler criticamente os laudos de sondagem observando se há camadas de solos moles, NA e matacão, obter dados geológicos, conhecer a topografia do local, ler artigos sobre experiências anteriores na região, conhecer as edificações vizinhas, se são sensíveis a vibrações, analisar o tipo e o uso da edificação, verificar a natureza e a grandeza das cargas, entender como cada tipo de fundação transmite a carga para o solo, decidir se haverá a necessidade de penetrar no topo rochoso, saber qual será o sistema estrutural e o construtivo (convencional, pré-moldado etc.), saber quais são as técnicas disponíveis na região e ainda ter noção da logística dos equipamentos e materiais até o local da obra. Tudo isso para escolher o elemento estrutural que interagirá com o solo de forma a evitar a ruptura desse sistema, atendendo à relação risco de ruptura versus custo. Sua análise percorrerá primeiro as metodologias mais simples, como as fundações rasas (sapatas, blocos e radier), para então avaliar as fundações profundas (tubulões e estacas), adotando métodos de cálculo consagrados e, por fim, verificar o desempenho das fundações executadas.

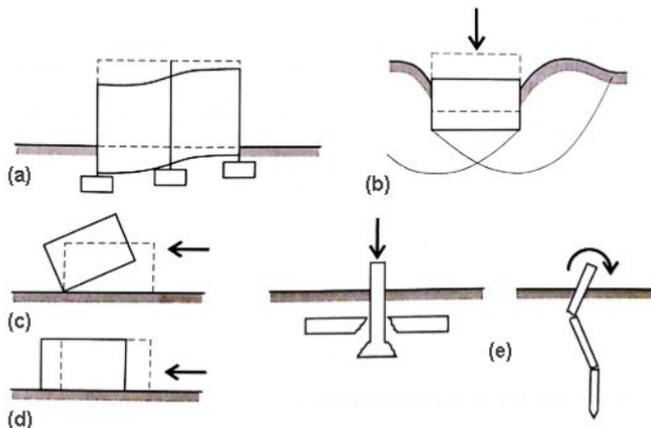


Refleta

Muitas obras são projetadas prevendo mais de um tipo de fundação. Qual é a influência da variabilidade do maciço do solo na profundidade das fundações? É mais importante mantermos um tipo de fundação ou uniformizar o comportamento?

O termo ruptura nos estudos das fundações é muito amplo, pois, segundo Velloso e Lopes (2010), o colapso pode ocorrer por deformações excessivas (Figura 2.24 (a)), colapso do solo (Figura 2.24 (b)), tombamento (Figura 2.24 (c)), deslizamento (Figura 2.24 (d)) e colapso estrutural (Figura 2.24 (e)).

Figura 2.24 | Formas de ruptura: (a) deformações excessivas; (b) colapso do solo; (c) tombamento; (d) deslizamento; (e) colapso estrutural



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 16).

Para garantir a segurança das fundações, além de toda a análise dos dados de projeto, a NBR 6122 (ABNT, 2019) prevê a aplicação de fator de segurança global (método de valores admissíveis) ou parciais (método de valores de projeto), conforme equações abaixo:

Método dos valores admissíveis: $R_{adm} \leq R_{ult}/FS_g$ e $R_{adm} \geq A_k$, em que:

R_{adm} - tensão admissível de sapatas e tubulões e carga admissível de estacas;

R_{ult} - tensão ou carga de ruptura (últimas);

A_k - ações em valores característicos;

FS_g - fator de segurança global.

Método de valores de projeto: $R_d = R_{ult}/\gamma_m$, $A_d = A_k \times \gamma_f$ e $R_d \geq A_d$, sendo que:

R_d - tensão de projeto de sapatas e tubulões e carga resistente de projeto de estacas;

A_d - ações em valores de projeto;

γ_m - fator de minoração das ações;

γ_f - fator de majoração das ações.

Cintra e Aoki (2010) ressaltam que a norma usa indevidamente o termo “ações” e que o mais adequado é empregar “solicitações”. Em projetos

preliminares em que a obra está em fase de estudos e ainda não temos resultados de sondagens, podemos estimar a tensão admissível do solo utilizando tabelas de bibliografias consagradas, como a Tabela 2.1, e pelas cargas de catálogo que indicam as tensões de trabalho do ponto de vista estrutural, conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.1 | Tensões admissíveis (de cálculo) em função do tipo de solo segundo a DIN 1952

Solo	Tensão admissível (kN/m ²)
Argila mole	40 a 250
Argila rijá	80 a 600
Areia fina	150 a 500
Areia média e grossa	250 a 800
Pedregulho	300 a 1000

Fonte: adaptada de Botelho (2015, p. 95).

Tabela 2.2 | Tensões admissíveis do ponto de vista estrutural

Tipo de estaca	Tensão de trabalho (MPa)	Observações
Trilho usado	80	-
Perfis I e H – Aço A36	120	Comercializados em seções de 6 e 12 m.
Perfis H – Aço A572	175	Comercializados em seções de 6 e 12 m.
Pré-moldada vibrada, de concreto armado, quadrada, maciça	6 a 10	Disponíveis até 8 m.
Pré-moldada vibrada, de concreto armado, circular com furo central	9 a 12	Disponíveis até 10 m.
Pré-moldada vibrada, de concreto protendido	10 a 14	Disponíveis até 12 m.
Pré-moldada centrifugada, de concreto armado	10 a 14	Disponíveis até 12 m.
Escavadas circulares sem revestimento ou fluido estabilizante	3 a 5	Não são indicadas abaixo do NA.
Strauss	3 a 4	Não são indicadas na ocorrência de argilas muito moles e abaixo do NA.
Escavadas com revestimento ou fluido estabilizante	3 a 5	-
Estacas hélice	5 a 6	-
Estacas raiz	11 a 12,5	Considerar o diâmetro acabado.
Estacas Franki	7	-

Fonte: adaptada de Velloso e Lopes (2010, p. 193, 201, 205, 209).

Usando as informações da obra (tipo de edificação, porte, localização, natureza e valores das cargas) e os dados das Tabelas 2.1 e 2.2, você vai escolher o tipo de fundação e estimar a geometria da seção transversal. Em relação à natureza das cargas, podemos pensar que as estacas escavadas e as injetadas vão interagir de forma significativa com o solo por atrito lateral e,

desta forma, responder melhor aos esforços de tração, por exemplo.



Refleta

Podemos esperar esta mesma eficiência na tração para as estacas cravadas, como as metálicas, que têm uma superfície lisa em contato com o solo?

Cada tipo de estaca tem padrões distintos de seções e diâmetros, por isso, como engenheiro de fundações, você deverá estudar constantemente os manuais dos equipamentos e acompanhar sua evolução tecnológica, não apenas às seções transversais, mas também quanto à profundidade máxima que conseguem alcançar.



Exemplificando

Uma empresa está participando de uma concorrência pública para executar as fundações de uma passarela de pedestres. O pré-projeto indica a necessidade de fundações com capacidade de 60 tf, mas ainda não há sondagens do local. Seu gerente visitou o local e, com os dados obtidos, pediu para você verificar qual seria o diâmetro aproximado de estacas hélice contínua para este projeto. As estacas hélice contínua são elementos com resistência estrutural entre 5 e 6 MPa. Desta forma:

$$\text{Para 5 MPa: } \sigma = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma = \frac{4P}{\pi \varnothing^2} \rightarrow \varnothing = 1,13 \sqrt{\frac{60}{500}} = 0,39 \text{ m}$$

$$\text{Para 6 MPa: } \sigma = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma = \frac{4P}{\pi \varnothing^2} \rightarrow \varnothing = 1,13 \sqrt{\frac{60}{600}} = 0,36 \text{ cm}$$

Como os diâmetros normalmente variam de 5 em 5 cm ou 10 em 10 cm, o diâmetro mínimo para este projeto seria 40 cm.



Refleta

Cada tipo de fundação tem suas peculiaridades, diferentes metodologias executivas e diversas formas de interação com o solo, por isso, a escolha não é uma tarefa fácil. Qual é a importância da investigação geotécnica neste processo? Quais serão as consequências de uma má escolha?

No caso das estacas, devemos estar atentos aos limites executivos, por exemplo, a profundidade máxima que cada tipo de equipamento consegue alcançar e a resistência máxima do solo que cada metodologia é capaz de perfurar ou cravar, conforme podemos verificar na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 | Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas

Tipo de estaca	Tensão de trabalho (MPa)	N_{SPT}
Pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30\text{ cm}$	$15 < N_{SPT} < 25$ e/ou $\sum N_{SPT} = 80$
	$\varnothing \geq 30\text{ cm}$	$25 < N_{SPT} \leq 35$
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 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 rocha sã)

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 48).



Pesquise mais

Aprofunde seus conhecimentos sobre os tipos de fundações e conheça mais parâmetros de escolha do tipo de fundação em:

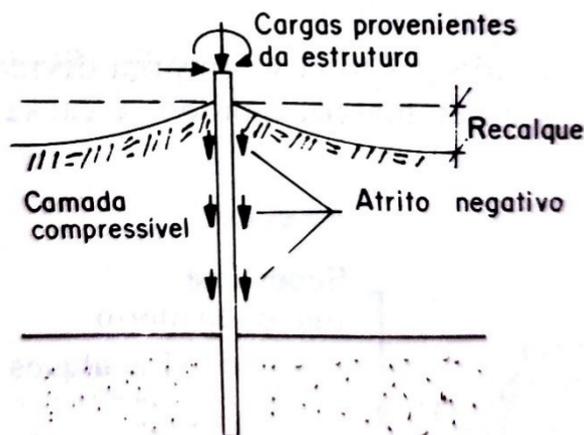
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. **Manual de Estruturas: fundações.**

Como as estacas estarão presentes na maioria das obras, leia sobre tensão admissível e escolha das estacas no capítulo 2 (p. 39 a 52) do livro abaixo, disponível na Biblioteca Virtual.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geométrico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Sempre que você for escolher o tipo de fundação, precisará analisar com atenção todos os esforços ao redor deste elemento, pois nem todos serão previstos no projeto estrutural, como o atrito negativo e o efeito de Tschebotarioff em estacas instaladas em solos compressíveis. Quando a superfície do terreno é carregada, como por um aterro, vai recalcar, gerando um esforço contrário à resistência do elemento de fundações, conforme Figura 2.25.

Figura 2.25 | Esforço adicional na estaca devido ao adensamento de camadas compressíveis



Fonte: Alonso (1989, p.129)



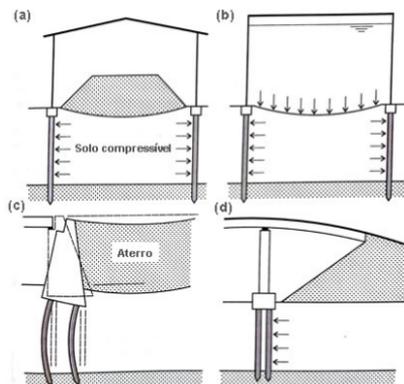
Pesquise mais

Conheça outras causas do atrito negativo em estacas no slide 1 da apresentação de Francisco de Resende Lopes e Dirceu de Alencar Velloso. LOPES, F. R.; VELLOSO, D. A. **Fundações**. Oficina de Textos, [s.d.].

O efeito Tschebotarioff deve ser considerado para evitar problemas em fundações profundas, pois todo carregamento na superfície do terreno vai gerar tensões no solo que, por sua vez, sofrerá deformações verticais e horizontais. Se a sobrecarga estiver sendo aplicada de forma assimétrica em relação às estacas, estas sofrerão esforços de flexão. Em alguns casos, teremos carregamentos provocados por material armazenado que transmitirá tensões

à camada compressível que empurrará as estacas periféricas (Figura 2.26 (a) e 2.26 (b)). O efeito também pode ser observado em muros de arrimo sobre estacas (Figura 2.26 (c)), em muros de encontro de pontes (Figura 2.26 (d)) e em aterro de acesso a pontes.

Figura 2.26 | Exemplos do “efeito Tschebotarioff”: (a) armazém estaqueado apenas na periferia; (b) tanque de armazenamento de fluidos estaqueado apenas na periferia; (c) muro de arrimo sobre estacas; (d) muros de encontros de pontes



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 469).

Uma das formas de evitar o efeito é executando serviços de melhoria de solos, como colunas de solo-cimento (*jet grouting*), drenos verticais, reforço com geogrelhas, ou utilizar estacas reforçadas capazes de absorver os esforços de flexão ou lajes estaqueadas.

Mesmo não sendo previsto em norma, o radier estaqueado vem sendo amplamente utilizado no Brasil e no mundo, como o do edifício Burj Khalifa em Dubai (Figura 2.27). É um sistema em que a laje (radier) poderá transmitir as cargas para o solo e o grupo de estacas evitarão as deformações.

Figura 2.27 | Radier estaqueado do edifício Burj Khalifa em Dubai



Fonte: <http://www.jmhdezhdz.com/2011/04/burj-khalifa-dubai-supertall-som.html>. Acesso em: 20 dez. 2018.

Ainda sobre as fundações de uso restrito no Brasil, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece:

“Esta Norma não contempla aqueles tipos de fundação que têm aplicação restrita (sapatas estaqueadas, radier estaqueados, estacas de compactação, melhoramento de solo, etc.) e aqueles que estão em desuso (caixões pneumáticos, etc.). Tais fundações podem ser utilizadas com as adaptações que sejam necessárias a partir dos tipos aqui apresentados. (ABNT, 2019, p. 1)

Este foi o primeiro passo rumo ao projeto de fundações, pois você aprendeu a afastar a fundação do risco de ruína, e sua assertividade no tipo de fundação vai diferenciá-lo no mercado por proporcionar ao seu cliente a melhor solução não apenas técnica, mas também financeira, minimizando o custo inicial e os custos de manutenção.

Sem medo de errar

Vimos na primeira seção que o solo apresenta baixa resistência até 3 m de profundidade, excluindo a possibilidade de adotarmos as fundações rasas. Entre as fundações diretas, a única solução que temos para analisar é o tubulão céu aberto até a cota - 10 m (acima do lençol freático). Nessa cota temos que a tensão admissível é de aproximadamente 200 kN/m², pois, de acordo com a Tabela 2.1, para areia fina a tensão varia de 150 (fofa) a 500 kN/m² (muito compacta). O diâmetro de base mínimo para este elemento transferir 30 tf será de 1,60 m.

$$\sigma = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma = \frac{4P}{\pi D^2} \rightarrow \varnothing = 1,13 \sqrt{\frac{300}{150}} = 1,60 \text{ m}$$

No estudo das estacas, vimos que as melhores opções são: estaca pré-moldada de concreto, estaca hélice contínua e estaca metálica, pois o local não apresenta restrições às vibrações e há acessos para as máquinas. Analisando a sondagem da Figura 2.1 e a Tabela 2.3, podemos montar uma relação de vantagens e desvantagens, como na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 | Vantagens e desvantagens das técnicas de execução para a obra residencial

Tipo de fundação	Vantagens	Desvantagens
Tubulão céu aberto	Metodologia simples; Baixo custo de mobilização de equipe e equipamentos, pois não há equipamentos para serem transportados.	O D = 1,60 m demandará um volume de concreto significativo, podendo elevar o custo de execução das fundações comparado a outras metodologias; Profundidade limitada pelo NA, não conseguindo alcançar solos mais resistentes e, assim, aumentando a possibilidade de ocorrer recalques; Controle limitado da qualidade da concretagem; Há o risco de desmoronamento e liberação de gases tóxicos; Baixa velocidade de execução.
Estacas pré-moldadas	Médio custo de mobilização do bate-estacas e da equipe; Alto controle de qualidade do material; Como a obra é de pequeno porte, os elementos maciços atendem ao projeto e são fáceis de adquirir.	As estacas alcançariam aproximadamente 17 m de profundidade e, como são vendidas em seções de 8 m, necessitaria de emendas; Haveria sobras de material.
Perfis metálicos	Médio custo de mobilização do bate-estacas e da equipe; Alto controle de qualidade do material; Como a obra é de pequeno porte, o perfil tipo “I” W 150 x 13 kg/m, que é um perfil leve, atenderia ao projeto e é fácil de adquirir	As estacas alcançariam aproximadamente 22 m de profundidade e, como são vendidas em seções de 6 ou 12 m, necessitaria de emendas; Haveria sobras de material.
Hélice contínua	Rápida execução; Possibilidade de monitoramento da perfuração e da concretagem; As estacas alcançariam 21 m de profundidade, alcançando solo resistente e reduzindo a possibilidade de recalques.	Alto custo de mobilização e dos serviços, pelo porte da perfuratriz.

Fonte: elaborada pela autora.

Após elencar os prós e os contras de cada metodologia, caberá a você decidir. Alguns pontos são evidentes e de fácil conclusão, como: os tubulões consumiriam muito concreto, além do risco da ocorrência de recalques; as vantagens da estaca hélice contínua são tentadoras, mas o custo poderia

inviabilizar o projeto. Entre as estacas pré-moldadas e os perfis, a decisão é mais difícil, exigindo uma verificação de orçamento dos materiais e dos serviços para realmente chegar à melhor solução técnica e econômica.

Compreende como a engenharia de fundações é desafiadora? Não há uma receita para as soluções. Devemos conhecer profundamente o assunto e ser persistentes, curiosos e criativos nas nossas análises, usar e abusar da nossa engenhosidade.

Avançando na prática

Venda técnica de fundações

Descrição da situação-problema

Como o assunto fundações é complexo, as empresas executoras e fabricantes de equipamentos da área investem em equipes comerciais formadas por engenheiros geotécnicos. Considere uma situação profissional em que você foi contratado por uma fabricante europeia de perfuratrizes para vender equipamentos de hélice contínua de pequeno e grande porte. O menor equipamento pesa 20 toneladas e executa diâmetros de 25 a 60 cm em até 25 m de profundidade (capacidade admissível estrutural de 30 tf), e o maior equipamento pesa 110 toneladas e executa diâmetros de até 150 cm e 35 m de profundidade (capacidade estrutural admissível de 1060 tf). Todas as máquinas são dotadas de monitoramento de velocidade de avanço do trado no solo, momento de torção, que nos dá uma ideia da resistência do solo, velocidade de subida do trado, velocidade de rotação e pressão do concreto, que deve ser sempre positiva. Seu desafio é grande e você quer se preparar! Para isso, deverá elencar todas as vantagens das estacas hélice contínua e indicar quais soluções poderão ser substituídas pela máquina pequena e pela máquina grande.

Resolução da situação-problema

Você pode iniciar destacando que a solução em estaca hélice contínua atualmente é a mais utilizada no mundo, pois não produzem vibração, podem avançar em camadas abaixo do nível da água e monitoram a execução da estaca, garantindo assim a qualidade da estaca.

A máquina pequena poderá ser adotada em pequenas obras, com um custo acessível de transporte, podendo substituir as estacas escavadas, Strauss, Franki, pré-moldadas e metálicas, nestes casos, sua vantagem se destacará quando houver a presença do lençol freático.

A máquina grande poderá atender a obras prediais, de infraestrutura (pontes, viadutos e outros), portos, aeroportos por proporcionarem alta capacidade de carga, podendo substituir os estacões, as estacas raiz e os tubulões.

Faça valer a pena

1. Quando iniciamos o estudo das fundações de uma obra, analisamos diversas hipóteses até chegar na melhor solução técnica e financeira. A ordem da análise é importante neste processo e a melhor lógica deverá ser seguida.

Assinale a alternativa correta sobre a escolha do tipo de fundação.

- a) A análise deve iniciar pela estaca hélice contínua, por ser a solução mais utilizada no mundo.
- b) A análise deve começar pelas fundações diretas rasas, que são mais simples e baratas.
- c) Os tubulões não devem ser analisados, pois não são previstos pela NBR 6122.
- d) A análise deve começar pela estaca broca, pois atende a grande parte das obras.
- e) A análise deve sempre contemplar o radier estaqueado pela simplicidade do processo.

2. A tensão admissível é uma importante informação de projeto e sua determinação é um dos maiores desafios do engenheiro geotécnico. Neste contexto, analise as asserções a seguir:

A tensão admissível corresponde à tensão última dividida pelo fator de segurança global.

PORQUE

A tensão última está relacionada à ruptura catastrófica da edificação.

Em relação às asserções, assinale a alternativa correta.

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

3. O projeto de fundações será elaborado de acordo com o projeto estrutural da edificação, com a sondagem do solo e análise do local. O projeto estrutural indica a natureza e grandeza das cargas que deverão ser transmitidas pelas fundações para o solo, mas algumas ações não são previstas.

Assinale a alternativa que aponta e define corretamente uma das ações não previstas.

- a) O atrito lateral é um fenômeno que empurra a estaca para baixo, gerando um

esforço adicional nas estacas.

- b) O efeito Tschebotarioff pode danificar o elemento de fundação devido à sobreposição dos efeitos das estacas vizinhas.
- c) O adensamento pode gerar esforços horizontais em camadas resistentes e danificar as estacas.
- d) O adensamento em camadas de solo mole pode gerar um esforço no mesmo sentido das cargas da estrutura, que chamamos de atrito negativo.
- e) O adensamento pode gerar esforços horizontais em camadas compressíveis e danificar as estacas por esforços de tração, conhecido como efeito Tschebotarioff.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA (ABEF). **Manual de execução de fundações e geotecnia: práticas recomendadas**. São Paulo: PINI, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CAMPOS, J. C. **Elementos de fundação em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra: volume 2 - 7**. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIEIRO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CORREA, C.; COSTA, M.; GOTLIEB, I. **ABMS, ABEF e ABEG unem forças para manter o uso do bate-estacas no estado de São Paulo**. ABMS, 2017. Disponível em: <https://www.abms.com.br/abms-abef-e-abeg-unem-forcas-para-manter-o-uso-do-bate-estacas-no-estado-de-sao-paulo/>. Acesso em: 20 dez. 2018.

DAS, B. M. **Princípios de engenharia de fundações**. São Paulo: Cengage Learning, 2016.

GIRIBOLA, M. **Como executar estaca raiz**. Construção e Mercado, 163. ed., PINI, fev. 2015. Disponível em: <http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/163/artigo338063-1.aspx>. Acesso em: 20 dez. 2018.

JOSSERT Jr., I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: PINI, 2007.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologias das Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

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

Unidade 3

Dimensionamento de fundações diretas

Convite ao estudo

Aluno, seja bem-vindo à Unidade 3 de Fundações!

O setor da construção civil é muito sensível às oscilações econômicas, sendo o primeiro a sentir a queda, mas também o primeiro a sentir a ascensão, o que nos leva a uma busca incansável pelas melhores práticas técnicas com o menor custo.

Muitas vezes, a simplicidade trará a melhor solução para a obra, e, nos casos das fundações, sapatas, radiers ou tubulões poderão ser aplicados com sucesso. Após definir a solução de fundação, chega o momento de analisar o seu comportamento com o solo local, sendo necessário compreender os métodos de estimar a capacidade de carga de fundações e aplicá-las no dimensionamento de fundações diretas, podendo ser rasas (sapatas, blocos e radier) e profundas (tubulões).

Sua atuação como engenheiro civil geotécnico está prosperando e não faltam novos projetos. Desta vez, você foi contratado para projetar as fundações de um almoxarifado de uma indústria alimentícia. O engenheiro estrutural já liberou a planta de pilares e cargas (em valores característicos) e o cliente já enviou o laudo de sondagem do local da obra. Sempre preocupado em atender com rapidez, você logo visitou o local da obra e verificou que não há acesso para grandes máquinas, apenas para uma pequena escavadeira. Então, mãos à obra, pois o seu cliente tem pressa!

Para evoluir no projeto de fundações, será importante refletir sobre quais parâmetros do solo são importantes para estimar a capacidade de carga das fundações diretas. Qual metodologia de estimativa devo adotar? Devo me preocupar com os recalques? Quais são as limitações geométricas dos elementos? Quais são as recomendações de projeto previstas na NBR 6122 para as fundações diretas? Como podemos verificar a capacidade de carga *in loco*?

Na Seção 3.1, você conhecerá as metodologias de cálculo da capacidade de carga das fundações diretas, a prova de carga sobre placa e os recalques de fundações. Na Seção 3.2, entraremos no dimensionamento dos elementos de fundação, destacando as sapatas. Por fim, na Seção 3.3, focaremos no dimensionamento dos tubulões.

Preparado para elaborar o seu primeiro projeto de fundações? Respire fundo e vamos lá!

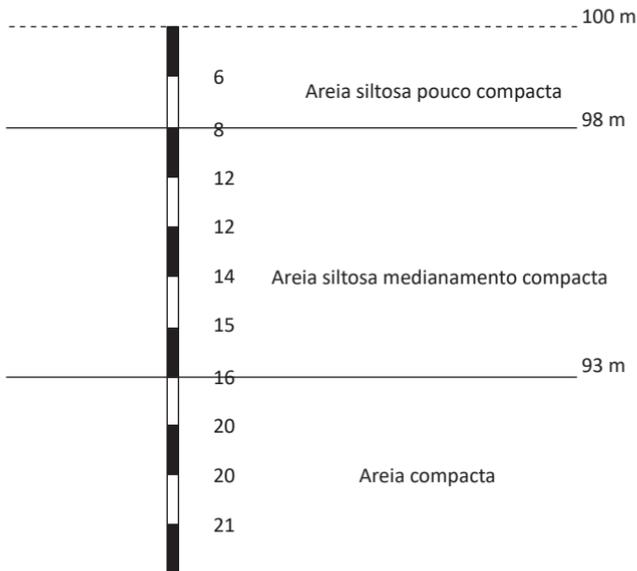
Capacidade de carga de fundações diretas

Diálogo aberto

Aluno, na engenharia sempre buscamos o comportamento dos materiais quando solicitados, nas fundações não é diferente. Mas aqui não analisaremos um material com propriedades controladas, pois, além do elemento estrutural, precisamos prever como o maciço de solo que o envolve se comportará. Aos poucos, vamos montando um quebra cabeça, primeiro investigando o solo, depois escolhendo o tipo de fundação e agora analisando como fundação e solo atuarão em conjunto. Parece difícil não é mesmo? Mas não é! Apenas precisa de atenção nos conceitos e prática.

O primeiro passo de um projeto de fundações é escolher o tipo e calcular a tensão admissível, e assim você fará para projetar as fundações de um almoxarifado de uma indústria alimentícia. A planta de pilares e cargas enviada pelo engenheiro estrutural indica cargas variando de 12 a 25 tf. Como as cargas são pequenas, a sondagem demonstra solo superficial com resistência compatível (Figura 3.1) e, pelo fato de haver limitação de acesso de máquinas grandes no local, a melhor solução será fundações em sapatas.

Figura 3.1 | Resumo da sondagem SPT da obra do almoxarifado



Fonte: elaborada pela autora.

O peso específico dos solos são: 16 kN/m^3 para a areia siltosa pouco compacta, 17 kN/m^3 para a areia siltosa medianamente compacta e 18 kN/m^3 para a areia compacta.

Sua tarefa nessa fase será estimar a cota de apoio das sapatas, determinar a tensão admissível e destacar como será o acompanhamento dessa cota na obra para garantir a capacidade de carga esperada.

Para essa etapa do projeto, você precisará conhecer as metodologias de previsão da capacidade de carga, como os métodos teóricos, os métodos baseados nos resultados do SPT e a prova de carga sobre placa, e escolher a mais adequada e analisar os recalques admissíveis para a obra.

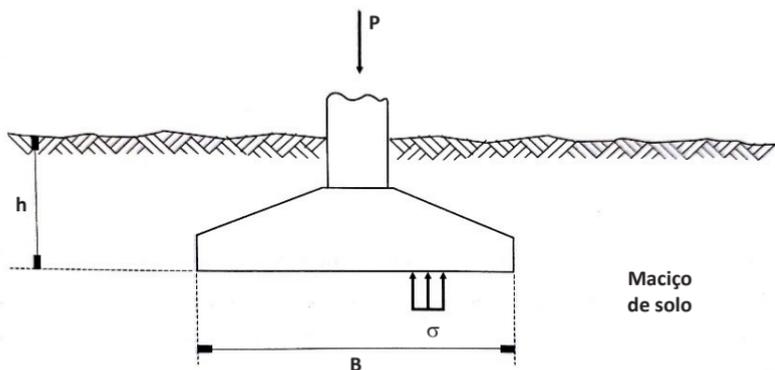
Mas, atenção, falhar nesse momento comprometerá todo o seu projeto!

Não pode faltar

Relembrando, o elemento de fundação é um conjunto formado pelo elemento estrutural e pelo maciço de solo que o envolve, por isso buscamos entender como o elemento estrutural e o solo se comportarão trabalhando em conjunto na distribuição das cargas da superestrutura. Nesse contexto, teremos como desafio a previsão da capacidade de carga (ou tensão de ruptura), que é a pressão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a fundação rasa está apoiada ou embutida.

Na Figura 3.2, temos uma sapata de base retangular, com largura (B) e comprimento (L), sendo solicitada por uma carga vertical de compressão (P). No apoio da sapata, em uma profundidade (h), a base da sapata aplicará uma tensão normal (σ) (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011).

Figura 3.2 | Sistema fundação rasa (sapata) e solo



Fonte: Cintra, Aoki e Albieiro (2011, p. 21).

Se aumentarmos gradativamente a carga (P), a tensão aplicada aumentará até atingir a tensão de ruptura (σ_r), o que chamamos de capacidade de carga.

$$\sigma_r = \frac{P}{A} = \frac{P}{B \times L}$$

Em que:

P – carga do pilar (kN ou tf).

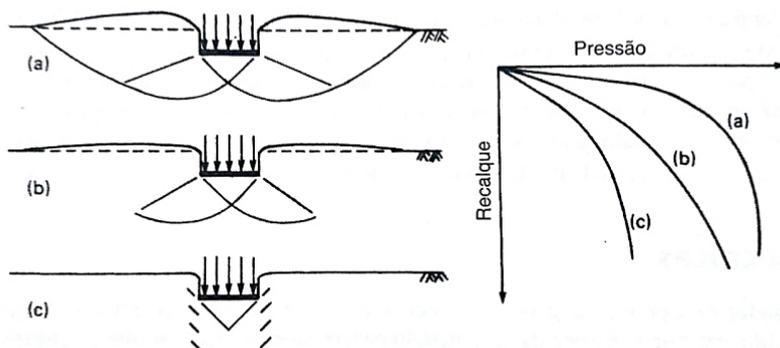
A – área da base da sapata (m^2).

B – menor dimensão da base da sapata (m).

L – maior dimensão da base da sapata (m).

A capacidade de carga geotécnica está relacionada ao modo de ruptura do solo. Podemos designar três tipos: ruptura geral (Figura 3.3 (a)), que ocorre em solos mais resistentes; ruptura local (Figura 3.3 (b)), que ocorre em solos menos resistentes; e ruptura por punção (Figura 3.3 (c)), sendo o puncionamento a deformação vertical gerada pela compressão do solo adjacente, ou seja, ocorre em solos mais deformáveis (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011).

Figura 3.3 | Modos de ruptura: (a) cisalhamento geral; (b) cisalhamento local; e (c) punção



Fonte: Craig (2007, p. 365).

Analisando o gráfico da Figura 3.3, você pode verificar que a ruptura por cisalhamento geral é bem definida, mais nítida, comparada às situações “b” e “c”, pois ela apresenta deslocamentos tendendo ao infinito sem incremento de carga.

A capacidade de carga de fundações diretas pode ser estimada por métodos teóricos, baseados nos parâmetros de resistência da mecânica dos solos, por métodos semiempíricos que, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), relacionam resultados de ensaios de campo com tensões admissíveis e por prova de carga sobre placa, simulando *in loco* o comportamento do sistema

para as cargas previstas em projeto. Para o cálculo das tensões admissíveis ou de projeto para solicitações de compressão, a NBR 6122 propõe a aplicação de fator de segurança global ou fatores de minoração, conforme apresentado na Tabela 3.1, em função da metodologia de cálculo.

Tabela 3.1 | Fundações superficiais – fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão segundo a NBR 6122

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semiempíricos*	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos**	2,15	3,00
Semiempíricos a ou analíticos* acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,40	2,00

* Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.

** Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Fonte: adaptada de ABNT (2019).



Refleta

A NBR 6122 prevê fator de segurança e fator de minoração mais otimistas para obras com provas de carga antecedendo o projeto. Qual o motivo da diferença de até 50% em relação aos outros métodos? Quais os impactos na obra em volume de serviços e materiais?

Na formulação teórica de Terzaghi (1943), a tensão de ruptura pode ser expressa por:

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

Sendo:

c – coesão do solo (kN/m² ou tf/m²).

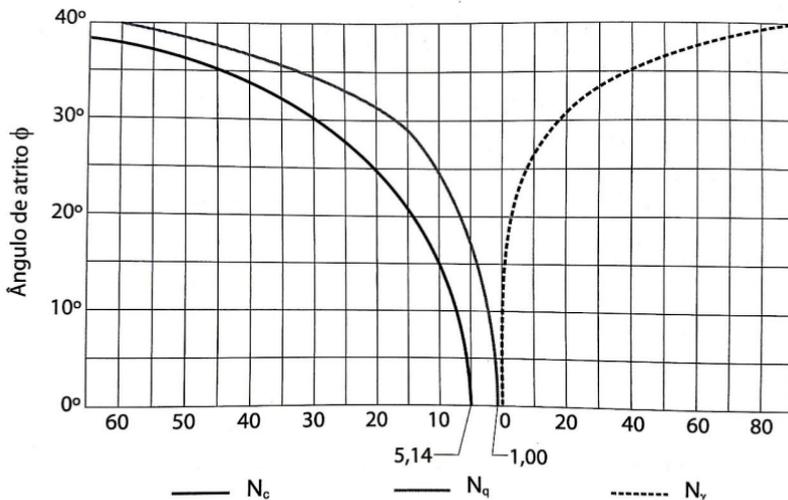
N_c, N_q, N_γ - fatores de capacidade de carga (Figura 3.4).

S_c, S_q, S_γ - fatores de forma (Tabela 3.2).

q - o solo acima da base da fundação rasa é simplesmente uma sobrecarga, portanto utiliza-se a tensão efetiva do solo, γ (peso específico do solo) $\times h$ (espessura da camada), em kN/m² ou tf/m².

O peso específico do solo do terceiro termo deve ser adotado de acordo com a posição do nível d'água (NA). Se o NA estiver acima da base da fundação ou na mesma cota, utiliza-se o peso específico submerso ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$). Quando o NA estiver a uma profundidade abaixo da cota maior que a menor dimensão da base, usa-se o natural.

Figura 3.4 | Fatores de capacidade de carga



Fonte: Terzaghi e Peck (1967 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011, p. 30)

Tabela 3.2 | Fatores de forma

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1,0	1,0	1,0
Quadrada ($B = L$)	1,2	1,0	0,8
Circular ($B = \text{diâmetro}$)	1,2	1,0	0,6
Retangular	$1 + (B/L)(N_q / N_c)$	$1 + (B/L)tg\phi$	$1 - 0,4(B/L)$

Fonte: adaptada de Terzaghi e Peck (1967).

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), Vesic propõe algumas alterações na fórmula geral de Terzaghi na ruptura geral para solos mais rígidos, como argilas duras e areias compactas, no fator N_γ e nos fatores de forma.

Na ruptura local e no punção, ainda de acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), Vesic introduz parcelas de compressibilidade nas três

parcelas da equação geral de Terzaghi na ruptura geral, e reduz a parcela de coesão do solo para c' .

$$c' = \frac{2}{3}c$$



Pesquise mais

Aluno, na página 33 do livro *Fundações Diretas: Projeto Geométrico* (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011), você encontrará as tabelas de fatores de capacidade de carga e de fatores de forma proposta por Vesic, em 1975.

Sempre que a metodologia resultar em tensão de ruptura você aplicará o fator de segurança previsto na Tabela 3.1 para obter a tensão admissível que será aplicada no projeto, que, para métodos teóricos, é igual a 3, ou seja, $\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} = \frac{\sigma_r}{3}$.

Nos escritórios de engenharia brasileiros, a forma mais comum de estimar a tensão admissível é relacionando os resultados de ensaios de campo, como o SPT e o CPT. Destacando-se o ensaio SPT, mais difundido no Brasil, temos que o FS utilizado neste caso é igual a três, mas está embutido de forma implícita na equação de obtenção da tensão admissível (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011). Considerando N_{SPT} como o valor médio dos índices de resistência à penetração no bulbo de tensões, temos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,05} + q \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{com } 5 \leq N_{SPT} \leq 20$$

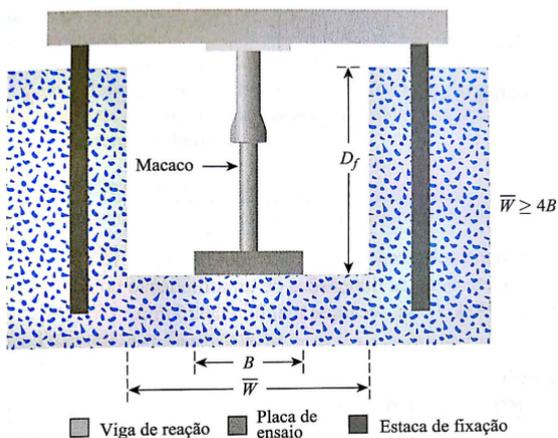
O bulbo de tensões, por sua vez, é simplificado na prática para uma profundidade igual a duas vezes a menor dimensão da base do elemento de fundação rasa (B), sendo 60 cm a dimensão mínima permitida para sapatas.

Mas, o bulbo depende da tensão admissível e a tensão admissível depende do bulbo. Como sair dessa? Cintra, Aoki e Albiero (2011) recomendam que, para sair desse empasse, você adote uma variação de (B) para sapatas, supostamente quadradas (B x B), ou do diâmetro da base (D) para tubulões circulares.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que as tensões admissíveis obtidas pelos métodos semiempíricos devem atender aos estados limites de utilização, respeitando assim as deformações limites.

A prova de carga é a forma mais confiável de obtenção da capacidade de carga e, conseqüentemente, da tensão admissível. A NBR 6122, nesse

Figura 3.5 | Diagrama de prova de carga em placa



Fonte: Das (2014, p. 564).

gerarão o gráfico tensão versus deformação (Figura 3.6), que indicará diretamente ou por meio de métodos de extrapolação da curva a tensão de ruptura do elemento de fundação.

caso, permite uma redução do FS para dois quando o ensaio é realizado na fase de projeto.

O ensaio é padronizado pela NBR 6489 (ABNT, 2019) e consiste em aplicar cargas sobre uma placa apoiada na cota prevista para a fundação, observando os deslocamentos provocados (Figura 3.5). Esses dados



Pesquise mais

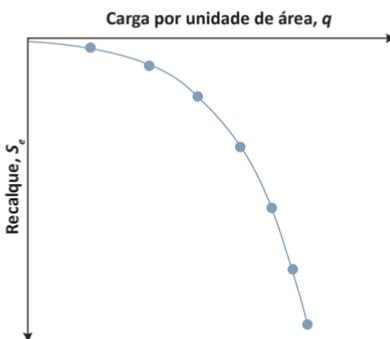
Veja imagens do ensaio de prova de carga sobre placa em: SOLO.NET. **Ensaio de Placa.** [s.d.].

A carga de ruptura é definida pela observação da verticalização da curva no trecho final e da carga correspondente no eixo das abscissas, ou, se não houver este trecho vertical, pode ser obtida no início do trecho da curva que passa a ser retilíneo.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{FS} = \frac{\sigma_{rup}}{2}$$

Pelo critério de Boston, as tensões referentes a dois valores

Figura 3.6 | Curva típica da prova de carga sobre placa em função do recalque



Fonte: Das (2014, p. 564).

de recalques, 10 mm (σ_{10}) e 25 mm (σ_{25}), são observadas e a tensão admissível será o menor valor entre σ_{10} e $\sigma_{25}/2$.



Assimile

Todas as bases das sapatas ou tubulões devem ser aprovadas pelo engenheiro geotécnico antes da concretagem. Se houver dúvidas, deverão ser realizadas provas de carga sobre placa (ABNT, 2019).

Ao longo da sua graduação em engenharia civil, será comum pessoas conhecidas ou familiares pedirem para você interpretar trincas em edificações. Trata-se de um problema comum, mas bem complexo. Uma das causas recorrentes de trincas e rachaduras são os movimentos das fundações. Os recalques nas fundações devem ser estimados na fase de projeto e podem ser controlados durante e após a execução da edificação. Mas, por que acontecem? As causas podem ser diversas, como rebaixamento do lençol freático, presença de solo colapsível (comum em diversas regiões do nosso país), escavações em áreas adjacentes à fundação, vibrações, escavações de túneis, heterogeneidade do subsolo, variações das cargas previstas para a fundação ou até mesmo imprecisão dos métodos de cálculo.

O recalque de um elemento de fundação pode ser a soma do recalque imediato (também conhecido como elástico), recalque por adensamento (lento) e recalque por compressão secundária. O recalque por adensamento ocorre na compressão de camadas espessas de argila mole saturada, assunto bem explorado na mecânica dos solos; o recalque secundário é muito pequeno e normalmente é desprezível; e o recalque elástico, destacado nesta seção, ocorre em solos não saturados ou em solos compressíveis.

Calculado pela teoria da elasticidade linear, o recalque imediato ou elástico não provoca deformações recuperáveis, pois o solo não é um material elástico, mas podemos estimá-lo por:

$$\rho = \sigma B \left[\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_p \text{ em que:}$$

σ - tensão aplicada pela base da fundação no solo (kN/m^2 ou tf/m^2).

B - menor dimensão da base fundação (m).

ν - coeficiente de Poisson do solo (Tabela 3.3).

E_s - módulo de elasticidade do solo (kPa) (Tabela 3.4).

I_p - fator de influência (Tabela 3.5).

Tabela 3.3 | 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

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA; AOKI; ALBIEIRO; 2011, p. 93).

Tabela 3.4 | Módulo de elasticidade do solo

	Tipo de solo	Es (MPa)
ARGILA	Muito mole	< 2,5
	Mole	2,5 a 5,0
	Média	5,0 a 10,0
	Rija	10,0 a 20,0
	Muito rija	20,0 a 40,0
	Dura	> 40,0
AREIA	De grãos frágeis, angulares fofa	15
	De grãos frágeis, angulares compacta	35
	De grãos duros, arredondados fofa	55
	De grãos duros, arredondados compacta	100
	Basal de São Paulo, bem graduada, pouco argilosa fofa	10
	Basal de São Paulo, bem graduada, pouco argilosa compacta	27

Fonte: Pinto (2006, p.184-185)

Tabela 3.5 | Fator de influência em função da rigidez da sapata

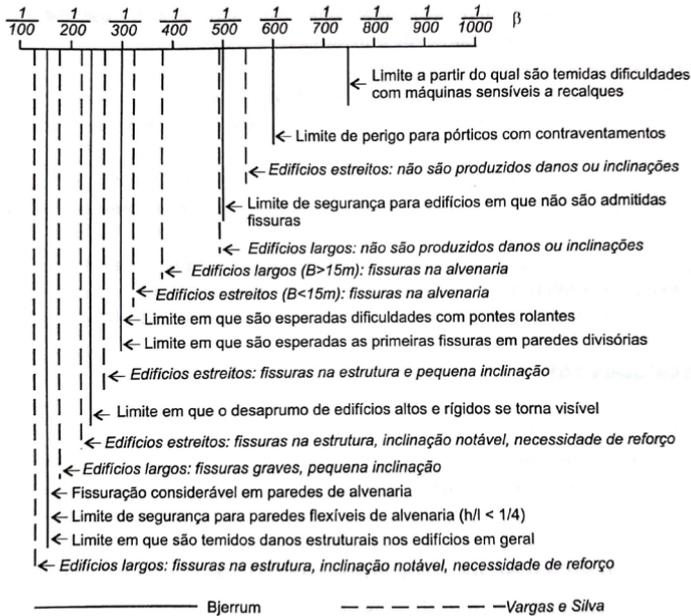
FORMA DA SAPATA	FLEXÍVEL			RÍGIDA	
	CENTRO	BORDA	MÉDIO		
CIRCULAR	1,00	0,64	0,85	0,88	
QUADRADA	1,12	0,56	0,95	0,82	
RETANGULAR L/B=	1,5	1,36	0,67	1,15	1,06
	2,0	1,52	0,76	1,30	1,20
	5,0	2,10	1,05	1,83	1,70
	10,0	2,53	1,26	2,25	2,10
	100	4,00	2,00	3,70	3,40

Fonte: adaptada de Velloso e Lopes (2010).

Segundo Milititsky et al. (2008), há várias formas de descrever os movimentos das fundações, como recalques totais (ou absoluto), recalques diferenciais (ou relativos), rotações relativas, distorções angulares, etc. A análise normalmente se dá em termos de distorções angulares

(β), conforme descrito na Figura 3.7, ou de recalques diferenciais específicos (Δ/L).

Figura 3.7 | Distorções angulares e danos associados



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 31).



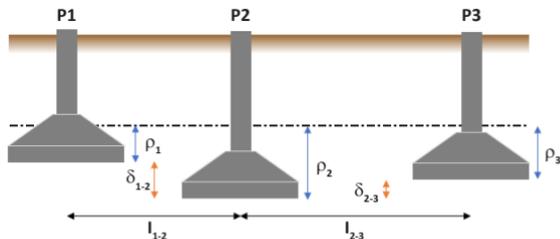
Exemplificando

Para aplicar o ábaco da Figura 3.7, precisamos conhecer o recalque total de cada elemento de fundação e a distância de eixo a eixo dos elementos próximos.

Conforme a Figura 3.8, o recalque diferencial (δ) é a diferença entre os recalques totais dos elementos próximos.

$$\delta_{1-2} = \rho_1 - \rho_2 \quad \text{e} \quad \delta_{2-3} = \rho_2 - \rho_3$$

Figura 3.8 | Recalques diferenciais



Fonte: elaborada pela autora.

E o recalque diferencial específico é a relação do recalque diferencial com a distância de eixo a eixo (δ/L).

Se $\frac{\delta}{L} > 0,00666 \left(\frac{1}{150} \right)$, segundo o ábaco de Bjerrum, devemos temer

danos estruturais nos edifícios em geral.

A análise dos recalques admissíveis deve ser baseada nos materiais constituintes da estrutura, na velocidade de ocorrência do recalque, na finalidade da construção e na localização da construção.



Pesquise mais

Você será questionado diversas vezes sobre patologias nas estruturas ao longo da sua vida profissional, por isso, aprofunde seus conhecimentos sobre recalques lendo o artigo a seguir:

FRANCO, V. N. C.; NIERDEMEYER, F. M. Manifestações patológicas geradas por recalque de fundações. **Rev. Cient. Mult. Núcleo do Conhecimento**, [s.l.], 7. ed., v. 1, p. 194-214, 23 out. 2018.

O artigo abaixo destaca a importância do estudo dos solos colapsíveis na adoção e dimensionamento de fundações superficiais.

MELO, C. E.; BANDEIRA, A. P. N. Estudo do colapso dos solos para dimensionamento de fundações superficiais. **XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Goiânia, [s.p.], set. 2014.

Você começou muito bem, explorando um dos principais desafios do engenheiro geotécnico: entender o comportamento das fundações.

Sem medo de errar

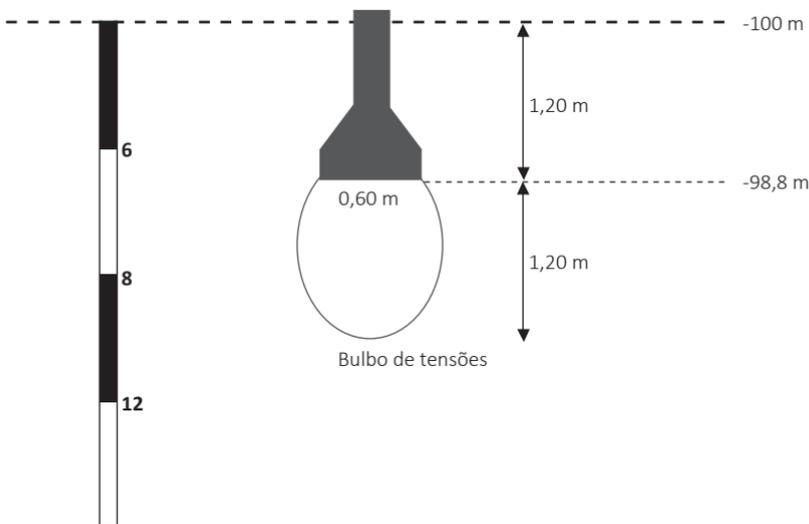
Como engenheiro geotécnico, você adotou fundações rasas no seu projeto e sua tarefa nessa fase é estimar a cota de apoio das sapatas, determinar a tensão admissível e destacar como será o acompanhamento dessa cota na obra para garantir a capacidade de carga esperada.

Para estimar a tensão admissível do solo, você precisará da dimensão mínima e da cota de apoio, mas são justamente as grandezas que você quer estimar. Aí não tem jeito, você terá que adotar alguns valores e testá-los.

Como a obra é pequena, adotaremos $B = 0,60$ m que é a menor dimensão possível para sapatas, assim conseguimos estimar um bulbo com

$2 \times 0,60 = 1,20$ m . Além disso, a profundidade das fundações rasas não pode ultrapassar duas vezes a menor dimensão, portanto, a profundidade máxima será também 1,20 m, representada na Figura 3.9.

Figura 3.9 | Esquema da sapata da primeira tentativa



Fonte: elaborada pela autora.

A média de N_{SPT} ao longo do bulbo é 8, neste caso, na verdade só havia o 8. Assim, podemos calcular a tensão admissível sendo:

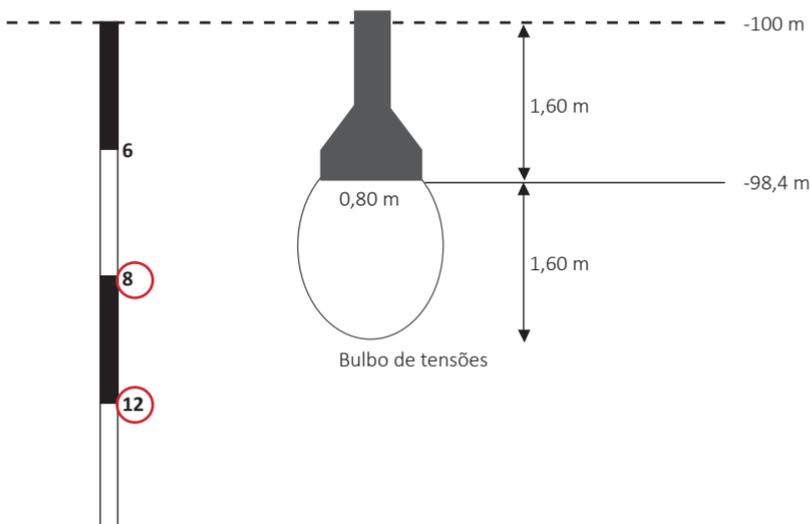
$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,05} + q = \frac{8}{0,05} + 1,2 \times 16 = 179,2 \text{ kN/m}^2$$

Para testar, basta verificar se a tensão solicitante é menor que a tensão admissível para uma sapata (0,60 x 0,60) m, que é a menor área que teremos na obra:

Para 12 tf, $\sigma_{solic.} = \frac{P}{As} = \frac{120}{0,6 \times 0,6} = 333,3 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{adm}$, portanto, não está ok.

Adotando agora $B = 0,80$ m, conseguimos estimar um bulbo com $2 \times 0,80 = 1,60$ m . A profundidade das fundações rasas não pode ultrapassar duas vezes a menor dimensão, portanto a profundidade máxima será também 1,60 m, representada na Figura 3.10.

Figura 3.10 | Esquema da sapata da segunda tentativa



Fonte: elaborada pela autora.

A média de N_{SPT} ao longo do bulbo é $\frac{8+12}{2} = 10$.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,05} + q = \frac{10}{0,05} + 1,6 \times 16 = 225,6 \text{ kN/m}^2$$

Para testar, basta verificar se a tensão solicitante é menor que a tensão admissível para uma sapata (0,80 x 0,80) m, que é a menor área que teremos na obra:

Para 12 tf, $\sigma_{solic.} = \frac{P}{A_s} = \frac{120}{0,8 \times 0,8} = 187,5 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm}$, portanto está ok.

Para 25 tf, $\sigma_{solic.} = \frac{P}{A_s} = \frac{250}{1,1 \times 1,1} = 206,6 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm}$, portanto

adotaremos, a princípio, dimensões de sapatas entre 0,80 e 1,10 m, na cota de apoio -98,4 m e a tensão admissível de 225,6 kN/m² deverá ser verificada após a escavação e antes da concretagem.

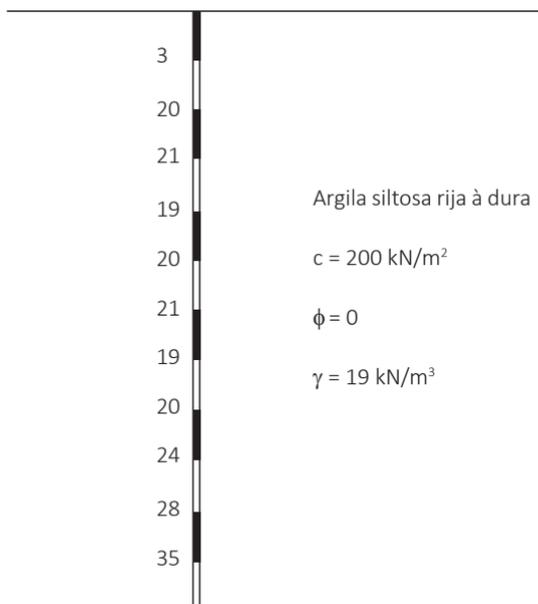
Com a tensão admissível estimada, você conseguirá definir a geometria das sapatas.

Comparando cargas admissíveis de métodos distintos

Descrição da situação-problema

Você está estudando uma obra que já passou por problemas de recalques na sua primeira fase de construção e agora a cobrança pelos bons resultados está muito maior. Por isso, você decidiu usar todos os dados disponíveis e calcular a tensão admissível por duas metodologias, a teórica e a semiempírica baseada no SPT. As sapatas terão dimensões de 3 x 2 m, apoiada a uma profundidade de 2 m no perfil de solo apresentado na Figura 3.11.

Figura 3.11 | Perfil de sondagem



Fonte: elaborada pela autora.

Resolução da situação-problema

Há várias formas de estimar a capacidade de carga das fundações. Entre os métodos teóricos, temos o de Terzaghi como o principal, e métodos semiempíricos que fazem parte do dia a dia dos engenheiros geotécnicos. Utilizando todos os dados disponíveis, temos:

Método teórico - Terzaghi

Como o solo é uma argila rija e dura, a ruptura é geral, e pelo gráfico da Figura 3.4 conseguimos obter os fatores de capacidade de carga para $\phi = 0$, e pela Tabela 3.1, os fatores de forma.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 200 \times 5,14 \times 1,13 + 2 \times 19 \times 1 \times 1 + 0$$

$$\sigma_r = 1199,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{3} = \frac{1199,6}{3} = 399,8 \text{ kN/m}^2$$

Método semiempírico - SPT

Profundidade do bulbo é $2 \times 2 = 4$

$$N_{SPT} = \frac{20 + 21 + 19 + 20}{4} = 20$$

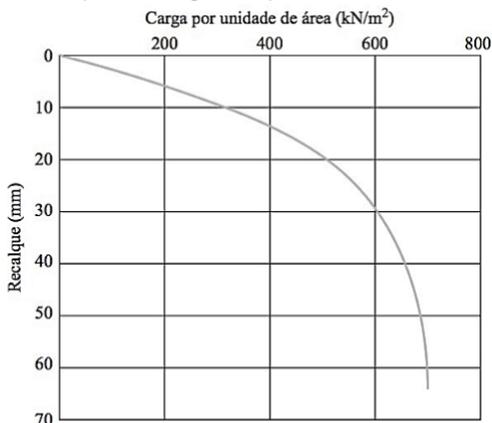
$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,05} + q = \frac{20}{0,05} + 2 \times 19 = 438 \text{ kN/m}^2$$

Como você está no início da sua vida profissional e não consegue usar a experiência para escolher, adotará a tensão admissível a favor da segurança, que nesse caso é $399,8 \text{ kN/m}^2$.

Faça valer a pena

1. A prova de carga estática é considerada a melhor forma para prever a capacidade de carga das fundações. Um ensaio sobre placa apresenta os resultados de carga e recalque apresentados na Figura 3.12.

Figura 3.12 | Resultados de prova de carga sobre placa



Fonte: Das (2014, p. 565).

Assinale a alternativa que indica a tensão admissível pelo critério de Boston.

- a) 700 kN/m².
- b) 310 kN/m².
- c) 280 kN/m².
- d) 660 kN/m².
- e) 140 kN/m².

2. A previsão da capacidade de carga das fundações é um dos maiores desafios do engenheiro geotécnico, pois o solo não é um material que controlamos o comportamento. Nesse contexto, avalie as afirmações abaixo:

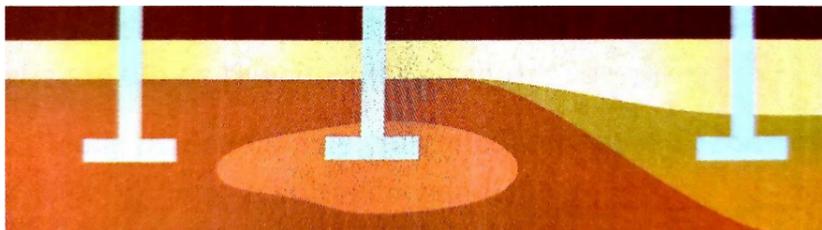
- I. A capacidade de carga é a carga de ruptura dividida pelo fator de segurança global.
- II. A capacidade de carga corresponde à carga no momento da ruptura.
- III. A capacidade de carga pode ser estimada por métodos teóricos, semiempíricos e por prova de carga sobre placa.
- IV. A capacidade de carga pode ser estimada com base em projetos anteriores próximos ao local da obra.

Assinale a alternativa correta.

- a) Apenas as afirmações I e II estão corretas.
- b) Apenas as afirmações III e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmações I e IV estão corretas.
- d) Apenas as afirmações II e III estão corretas.
- e) Apenas as afirmações II e IV estão corretas.

3. Os efeitos dos recalques elásticos e, em consequência, dos recalques diferenciais são críticos para as estruturas, pois acontecem rapidamente e geram esforços nos elementos estruturais que não estavam previstos. Já o recalque por adensamento é lento e, mesmo ocorrendo em escalas maiores que os imediatos, causam menos danos às estruturas. A Figura 3.13 apresenta fundações rasas apoiadas em solos com características diferentes.

Figura 3.13 | Fundações diretas



Fonte: Milititsky (2008, p. 89)

Com base na Figura 3.13, assinale a alternativa correta.

- a) Como todos os elementos de fundações estão na mesma cota, a estrutura da edificação não sofrerá os efeitos dos recalques.
- b) Os recalques de todos os elementos de fundação serão iguais, pois estão sendo solicitados por cargas iguais.
- c) Os recalques terão grandezas diferentes e a estrutura sofrerá os efeitos dos recalques diferenciais.
- d) Os recalques terão grandezas diferentes, mas o recalque será lento e não prejudicará a estrutura.
- e) Solos distintos, porém próximos, têm comportamentos semelhantes em relação aos recalques.

E, para finalizar, será imprescindível analisar os recalques dos elementos e os recalques diferenciais específicos entre os elementos para evitar danos arquitetônicos (1:300). Os conhecimentos essenciais para essa fase do projeto são as metodologias de dimensionamento, as recomendações da norma NBR 6122 (ABNT, 2019), as limitações estruturais para esses elementos e os distintos formatos de sapata (isolada, corrida, associada e alavancada).

O sucesso desse projeto depende de você, vamos lá?

Não pode faltar

No dimensionamento das fundações rasas diretas, você deve buscar geometrias de base que proporcionem uma tensão solicitante menor que a tensão admissível do solo, ou seja, há uma área mínima que temos que respeitar para garantir a segurança da fundação.

Assim, você verá que os tipos de sapatas são classificados de acordo com o tipo de carga que transferem ao solo, como descrito no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 | Classificação das sapatas

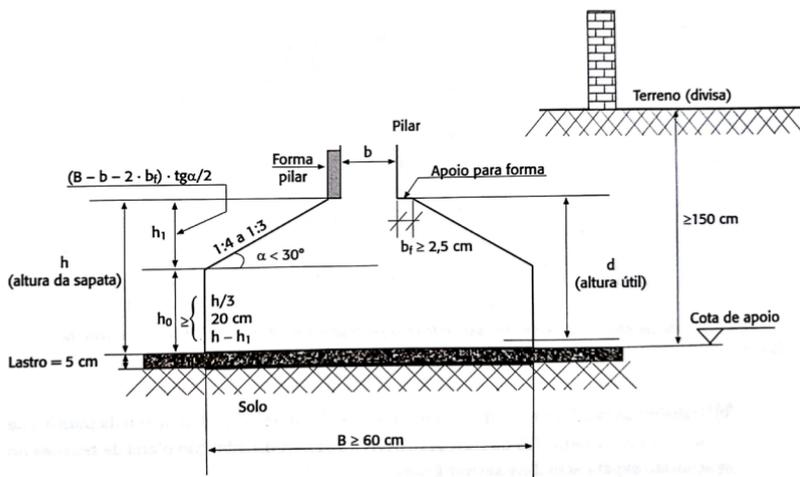
Tipo	Carga que transfere
Isolada	Carga concentrada de um único. Distribui a carga em duas direções.
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em apenas uma direção.
Associada	Cargas concentradas de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa.
Alavancada	Carga concentrada transferida através de viga-alavanca. É utilizada em pilar de divisa com o objetivo de centrar a carga do pilar com a área da sapata.

Fonte: Campos (2015, p. 155)

Algumas recomendações nos guiam para encontrarmos o formato e as dimensões ideais, tais como:

- Usa-se para os lados da base dimensões construtivas múltiplas de 5 cm, com arredondamentos sempre para maior.
- Na parte superior da sapata, deve-se acrescentar 2,5 cm de cada lado para acomodar as formas dos pilares (Figura 3.15).
- Segundo a NBR 6122, a dimensão mínima das sapatas e blocos é 60 cm (ABNT, 2019);
- A distância mínima recomendada entre as sapatas é 10 cm;
- Para que o emprego de sapatas seja viável, a soma das áreas em planta não deve exceder 60 a 70% da área da construção (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011).

Figura 3.15 | Dimensões mínimas e detalhes da sapata



Fonte: adaptada de Campos (2015, p. 173).

Segundo Joppert Junior (2007), normalmente dimensionamos as fundações rasas de forma que as tensões aplicadas no solo sejam constantes, como vemos na compressão normal na Figura 3.16, mas, no caso de sapatas submetidas a flexo-compressão, desde que os momentos sejam provenientes de cargas acidentais, podemos verificar a tensão por $\sigma_{m\acute{a}x./m\acute{i}n.} = \frac{N}{A_s} \pm \frac{M}{W}$ em que:

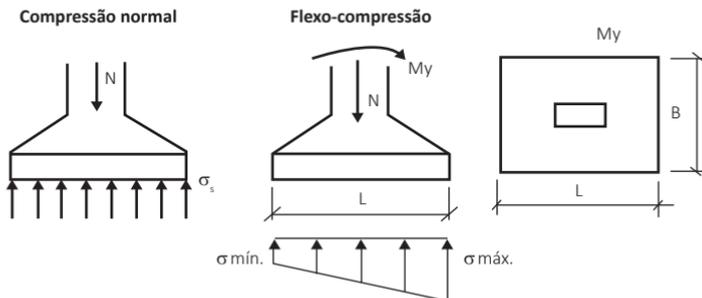
N – carga do pilar.

A_s – área da sapata ($L \times B$).

M – momento atuante.

W – momento resistente = $\frac{B \times L^2}{6}$.

Figura 3.16 | Sapata trabalhando a compressão normal e a flexo-compressão

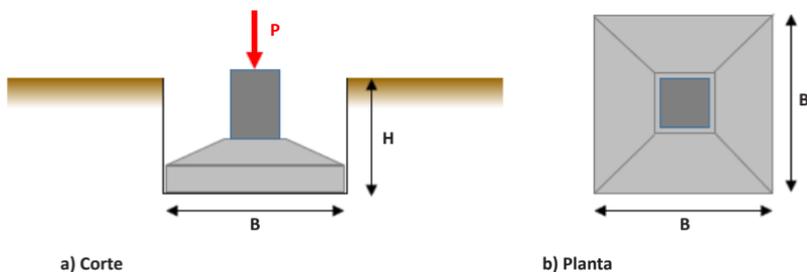


Fonte: adaptada de Joppert Junior (2007, p. 100-101)

Dimensionamento de sapatas isoladas

As sapatas dos pilares centrais isolados deverão ser únicas por pilar e seguir seus formatos. Por exemplo, para um pilar quadrado com dimensões ($b \times b$), a sapata será quadrada ($L = B$), como podemos ver na Figura 3.17.

Figura 3.17 | Pilar de seção quadrada



Fonte: elaborada pela autora.

O centro de carga do pilar deverá coincidir com o centro geométrico da sapata, e devemos considerar um acréscimo de carga de 5 a 10% da carga do pilar como uma estimativa aproximada do peso próprio da sapata. Assim teremos:

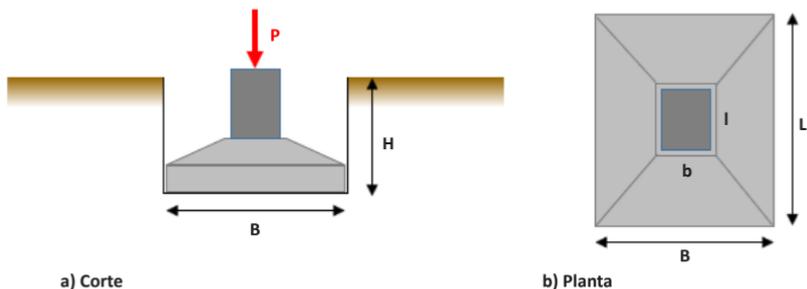
$$P = P_{\text{pilar}} + P_{\text{peso próprio}}$$

$$A_s = \frac{P + 0,1P}{\sigma_{adm}} \rightarrow A_s = \frac{1,1P}{\sigma_{adm}} \text{ para peso próprio de 10\%}$$

$$A_s = B \times L = B \times B = B^2$$

Já para um pilar retangular com dimensões ($l \times b$), a sapata é retangular ($L \times B$), como na Figura 3.18.

Figura 3.18 | Pilar de seção retangular



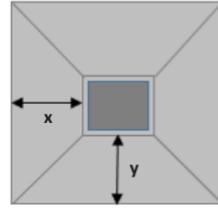
Fonte: elaborada pela autora.

$$A_s = B \times L$$

$$\frac{L}{B} \leq 3, \text{ se } \frac{L}{B} > 3 \rightarrow \text{sapata corrida}$$

Para o dimensionamento econômico, recomenda-se que os balanços da sapata nas duas dimensões sejam iguais ($x = y$), como na Figura 3.19, ou seja, $L - l = B - b$.

Figura 3.19 | Sapata com balanços iguais



Fonte: elaborada pela autora.



Exemplificando

Dimensionar a base da sapata para um pilar com dimensões (20 x 40) cm e carga $P = 20$ tf apoiada em solo, com $\sigma_{adm} = 180$ kN/m².

Solução:

$$A_s = \frac{1,1P}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 200}{180} = 1,22 \text{ m}^2$$

$$L \cdot B = 1,22 \text{ (I)}$$

$$L - l = B - b \rightarrow L - B = 0,2 \rightarrow L = B + 0,2 \text{ (II)}$$

Substituindo a (II) na (I) temos:

$$(B + 0,2) \cdot B = 1,22 \rightarrow B^2 + 0,2B - 1,22 = 0$$

$$B = \frac{-0,2 \pm \sqrt{0,2^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-1,22)}}{2 \cdot 1} = 1,01 \text{ m}$$

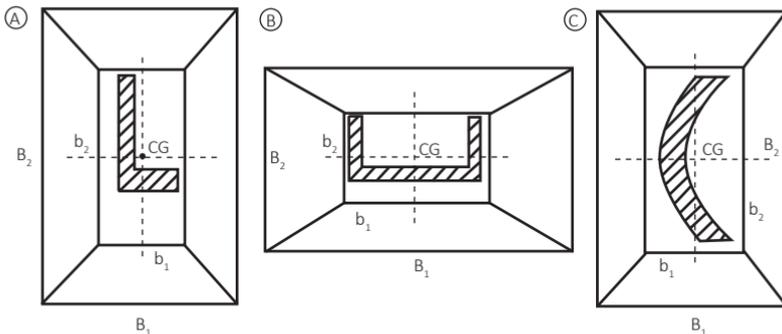
Arredondando para múltiplos de 0,05 m, ficamos com $B = 1,05$ m.

Pela equação (II) $L = B + 0,2 = 1,05 + 0,20 = 1,25$ m.

Para pilares com formatos diversos, como os da Figura 3.20, o importante é determinar o centro geométrico do pilar e garantir que coincida com o centro geométrico da sapata, sendo:

$$x_{CG} = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} \text{ e } y_{CG} = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Figura 3.20 | Pilares com seções (A) em L, (B) em U ou (C) quaisquer

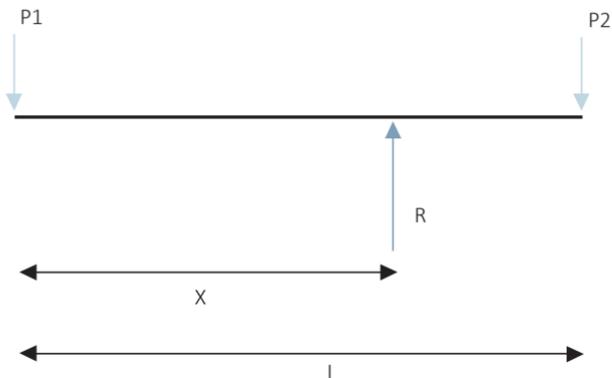


Fonte: Campos (2015, p. 214).

Dimensionamento de sapatas associadas e corridas

Quando dois pilares estão próximos, pode haver a sobreposição de bases de sapatas. A solução neste caso é adotar uma única sapata recebendo as cargas de dois ou mais pilares, tendo a cautela de centralizar a sapata no centro de carga dos pilares. Se pensarmos em dois pilares próximos, P1 e P2, sendo que a solicitação em P1 < P2, teremos a sapata reagindo ($R = P1 + P2$) mais próxima ao pilar P2, buscando o equilíbrio, conforme a Figura 3.21, em que $x > l - x$.

Figura 3.21 | Esquema de uma sapata associada com dois pilares



Fonte: elaborada pela autora.

$$\text{Desta forma, } A_s = \frac{1,1 \cdot R}{\sigma_{adm}}$$

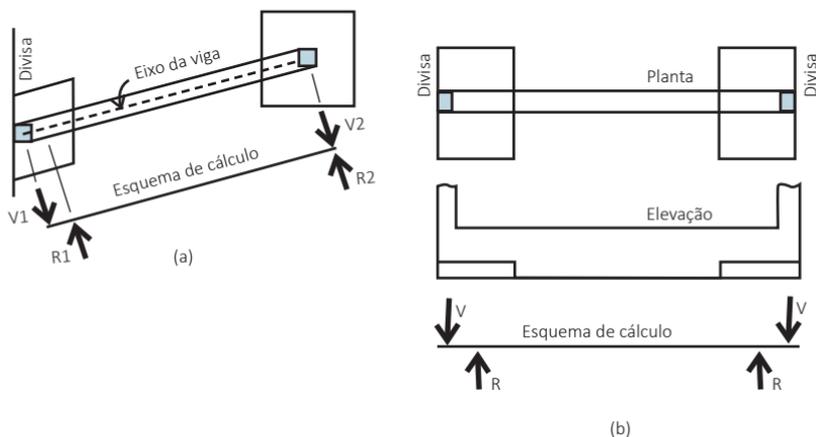
Para encontrarmos o centro da sapata, ou seja, o ponto de aplicação de (R), basta fazermos $\sum M_1 = 0 \rightarrow P_2 \cdot l = R \cdot x \rightarrow x = \frac{P_2 \cdot l}{R}$. O comprimento

(L) e a largura (B) da sapata associada deverá envolver completamente os pilares.

Dimensionamento de sapatas de divisa

Pelo código de obras das cidades, não podemos invadir o terreno do vizinho com a base da fundação. Nesses casos, a aplicação da carga do pilar de divisa não coincidirá com o centro da sapata, gerando excentricidade (e), que, na Figura 3.22 (a), é a distância entre (V_1) e (R_1) na sapata 1 (S1) e, na Figura 3.22 (b), é a distância entre (V) e (R). Uma forma de solucionarmos é ligando a sapata de divisa a uma sapata central (Figura 3.22 (a)) ou a uma outra sapata de divisa (Figura 3.22 (b)) com uma viga de equilíbrio ou viga alavanca.

Figura 3.22 | Vigas de equilíbrio



Fonte: adaptada de Velloso e Lopes (2010).

Para a sapata de divisa S1:

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow P_1 \cdot l = R_1 \cdot (l - e) \rightarrow R_1 = \frac{P_1 \cdot l}{l - e}$$

$$A_{s1} = B_1 \cdot L_1 = \frac{1,1 \cdot R_1}{\sigma_{adm}}$$

$$e = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1 \text{ ou } l_1}{2} - f$$

Sendo (f) a folga de 2,5 cm para apoiar a forma dos pilares.

Mas veja $B_1 = f(R_1)$, $R_1 = f(e)$ e $e = f(B_1)$: temos uma indeterminação matemática! Precisaremos partir de algumas hipóteses. Na

prática, é usual adotar-se um valor inicial para a reação R_1 , 20% maior que o valor de P_1 .

$$R_1' = 1,2 \cdot P_1$$

$$As_1 = B_1' \cdot L_1' = \frac{1,1 \cdot R_1'}{\sigma_{adm}}$$

Adotar B_1' , desde que $1,5B \leq L \leq 2,5B$ (condição econômica).

Fixando $B_1' = B_1$, voltamos nas equações iniciais $e = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1 \text{ ou } l_1}{2} - f$ e

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot l}{l - e}$$

Se $R_1 = R_1'$, então L_1' e B_1' são de fato as dimensões L_1 e B_1 da sapata.

Se $R_1 \neq R_1'$, mantém-se a dimensão $B_1 = B_1'$ e calcula-se L_1 por

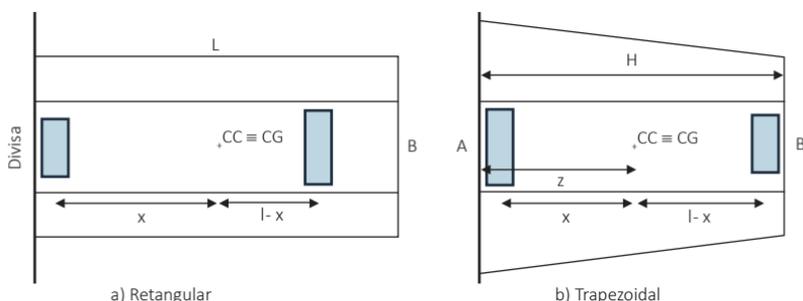
$$B_1 \cdot L_1 = \frac{1,1 \cdot R_1}{\sigma_{adm}}, \text{ verificando se as dimensões atendem as condições econômicas.}$$

Caso contrário, adota-se um novo B e repete-se os passos.

Para a sapata central S_2 temos que $\Delta P = R_1 - P_1$ e $R_2 = P_2 - \frac{\Delta P}{2}$.

Em alguns casos, os pilares centrais estarão próximos aos pilares de divisa e as bases vão sobrepor, havendo a necessidade de adotar uma sapata associada retangular (Figura 3.23 (a)), quando P_1 (divisa) < P_2 , ou trapezoidal, quando P_1 (divisa) > P_2 (Figura 3.23 (b)).

Figura 3.23 | Sapata associada de divisa: (a) retangular; e (b) trapezoidal



Fonte: elaborada pela autora.

O dimensionamento da sapata associada de divisa retangular é similar à

sapata associada central vista anteriormente, com $As = \frac{1,1 \cdot R}{\sigma_{adm}}$ e $x = \frac{P_2 \cdot l}{R}$, mas, neste caso, a dimensão L é imposta por:

$$L = 2 \left(x + \frac{b_1 \text{ ou } l_1}{2} + f \right) \text{ sendo a S1 de divisa e } B = \frac{As}{L}.$$



Refleta

Convencionamos que B é a menor dimensão da sapata, correto?

Mas, no caso das sapatas associadas de divisa, em que P1 (divisa) < P2 (central), pode ocorrer de B ser maior que L?

Para a solução com formato trapezoidal, também vale $As = \frac{1,1 \cdot R}{\sigma_{adm}}$ e $x = \frac{P_2 \cdot l}{R}$

$$As = \frac{(A + B)}{2} H$$

$$z = x + \frac{b_1}{2} + f$$

$$B = \frac{2 \cdot As}{H} \left(\frac{3z}{H} - 1 \right) \text{ e } A = \frac{2 \cdot As}{H} - B$$



Assimile

A tensão solicitante dependerá da geometria de base que adotarmos, e ela deverá sempre ser menor que a tensão admissível do solo, mas este não é o único cuidado que devemos ter. Se os recalques totais estiverem acima do admissível ou se o recalque diferencial gera movimentos não aceitáveis para a estrutura, devemos reduzir a tensão solicitante aumentando a área da base.



Pesquise mais

Veja mais detalhes do dimensionamento das sapatas de fundação nas páginas 5 a 17 do arquivo abaixo.

ALVA, G. M. S. Projeto estrutural de sapatas. **Notas de aula da disciplina Estruturas de concreto**, Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

O dimensionamento geotécnico das fundações rasas é similar para todos os tipos, sapatas, blocos e radier, o que diferenciara é o cálculo estrutural

e a metodologia executiva. O importante é que você entenda que devemos buscar a área de base que garantirá a segurança, considerando a resistência do solo e evitar recalques que causem danos à estrutura.

Sem medo de errar

Elaborando o projeto das fundações de um almoxarifado de uma indústria alimentícia, você já determinou a profundidade das fundações e agora definirá o formato geométrico dos elementos, iniciando pelo pilar de divisa:

Pilar P1:

$$R_1' = 1,2 \cdot P_1 = 1,2 \cdot 200 = 240 \text{ kN}$$

$$As_1 = B_1' \cdot L_1' = \frac{1,1 \cdot R_1'}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 240}{225,6} = 1,17 \text{ m}^2$$

Adotando $L = 2,5B$, que é a condição econômica que proporciona a menor excentricidade, temos:

$$B_1' \cdot L_1' = B_1' \cdot (2,5 \cdot B_1') = 1,17 \text{ m}^2 \rightarrow B_1' = 0,68 = 0,70 \text{ m}$$

Fixando $B_1' = B_1$, voltamos nas equações iniciais:

$$e = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} - f = \frac{0,7}{2} - \frac{0,2}{2} - 0,025 = 0,225 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot l}{l - e} = \frac{200 \cdot 1,2}{1,2 - 0,225} = 246,15 \text{ kN}, \text{ valor muito próximo de } R_1',$$

portanto, podemos considerar $R_1 = R_1'$ e $L = 2,5 \cdot 0,7 = 1,75 \text{ m}$.

Pilar 2:

$$\Delta P = R_1 - P_1 = 246,15 - 200 = 46,15 \text{ kN}$$

$$R_2 = P_2 - \frac{\Delta P}{2} = 250 - \frac{46,15}{2} = 226,92 \text{ kN}$$

$$As_2 = \frac{1,1 \cdot R_2}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 226,92}{225,6} = 1,1 \text{ m}^2$$

$$L \cdot B = 1,1 \quad \text{(I)}$$

$$L - l = B - b \rightarrow L - B = 0,2 \rightarrow L = B + 0,2 \quad \text{(II)}$$

Substituindo a (II) na (I), temos:

$$(B + 0,2) \cdot B = 1,1 \rightarrow B^2 + 0,2B - 1,1 = 0$$

$$B = \frac{-0,2 \pm \sqrt{0,2^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-1,1)}}{2 \cdot 1} = 0,95 \text{ m}$$

Pela equação (II) $L = B + 0,2 = 0,95 + 0,20 = 1,05 \text{ m}$

Verificando a sobreposição das bases

$$l \geq B - \frac{b_{\text{pilar}} \text{ ou } l_{\text{pilar}}}{2} - f + \frac{B \text{ ou } L}{2} + 0,1 \rightarrow$$

$$1,2 \geq 0,7 - \frac{0,2}{2} - 0,025 + \frac{1,15}{2} + 0,1 \rightarrow 1,2 \geq 1,25, \text{ não está ok, mesmo não sobre-}$$

pondo, pois não ficamos com 10 cm entre as bases. Portanto, calcule como associada de divisa.

Pilares P1 e P2 com P1 (divisa) < P2 (central):

$$R = 200 + 250 = 450 \text{ kN}$$

$$x = \frac{P_2 \cdot l}{R} = \frac{250 \cdot 1,2}{450} = 0,67 \text{ m}$$

$$L = 2 \left(x + \frac{b_1 \text{ ou } l_1}{2} + f \right) = 2 \left(0,67 + \frac{0,2}{2} + 0,025 \right) = 1,60 \text{ m}$$

$$As = \frac{1,1 \cdot R}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 450}{225,6} = 2,2 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{As}{L} = \frac{2,2}{1,6} = 1,37 = 1,40 \text{ m}$$

Pilar P3:

$$x_{CG} = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{0,2 \cdot 0,4 \cdot 0,2 + 0,3 \cdot 0,2 \cdot 0,2}{0,2 \cdot 0,4 + 0,2 \cdot 0,2} = 0,23 \text{ m}$$

$$y_{CG} = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{0,2 \cdot 0,4 \cdot 0,3 + 0,2 \cdot 0,2 \cdot 0,1}{0,2 \cdot 0,4 + 0,2 \cdot 0,2} = 0,23 \text{ m}$$

Portanto, sapata quadrada, assim:

$$As_3 = \frac{1,1 \cdot P_3}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 200}{225,6} = 0,97 \text{ m}^2$$

$$As_3 = L_3 \cdot B_3 = B_3^2 \rightarrow B_3 = \sqrt{0,97} = 0,99 = 1,00 \text{ m}$$

Pilar P4:

$$R_4' = 1,2 \cdot P_4 = 1,2 \cdot 200 = 240 \text{ kN}$$

$$A_{s_4} = B_4' \cdot L_4' = \frac{1,1 \cdot R_4'}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 240}{225,6} = 1,17 \text{ m}^2$$

Adotando $L = 2,5B$, que é a condição econômica que proporciona a menor excentricidade, temos:

$$B_4' \cdot L_4' = B_4' \cdot (2,5 \cdot B_4') = 1,17 \text{ m}^2 \rightarrow B_4' = 0,68 = 0,70 \text{ m}$$

Fixando $B_1' = B_1$, voltamos nas equações iniciais:

$$e = \frac{B_4}{2} - \frac{b_4}{2} - f = \frac{0,7}{2} - \frac{0,2}{2} - 0,025 = 0,225 \text{ m} , R_4 \neq R_4' ,$$

mantendo a dimensão $B_1 = B_1'$, calcula-se L_1 por

$$B_4 \cdot L_4 = \frac{1,1 \cdot R_4}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 215,33}{225,6} = 1,05 \text{ m}^2 \rightarrow L_4 = \frac{1,05}{0,7} = 1,50 \text{ m} \text{ e } \frac{L}{B} = \frac{1,5}{0,7} = 2,14 ,$$

entre 1,5 e 2,5, atendendo a condição econômica.

Pilar 5:

$$\Delta P = R_4 - P_4 = 215,33 - 200 = 15,33 \text{ kN}$$

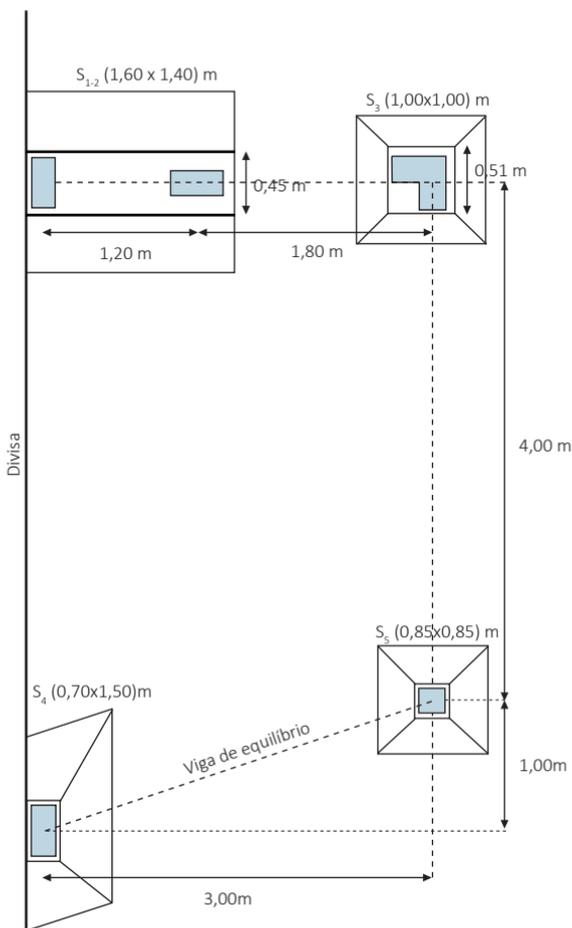
$$R_5 = P_5 - \frac{\Delta P}{2} = 150 - \frac{15,33}{2} = 142,33 \text{ kN}$$

$$A_{s_5} = \frac{1,1 \cdot R_5}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 142,33}{225,6} = 0,69 \text{ m}^2$$

$$A_{s_5} = L_5 \cdot B_5 = B_5 \cdot B_5 = B_5^2 \rightarrow B_5 = \sqrt{0,69} = 0,83 = 0,85 \text{ m}$$

A Figura 3.24 resume todas as sapatas calculadas.

Figura 3.24 | Sapatas da obra do almoxarifado



Fonte: elaborada pela autora.

$$\rho_{1-2} = \sigma_{1-2} B_{1-2} \left[\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_{\rho_{1-2}} = 200,9 \cdot 1,4 \left[\frac{1 - 0,3^2}{60000} \right] 0,89 = 0,0039 \text{ m}$$

Usamos a relação L/B para interpolar os valores da Tabela 3.6, por exemplo:

$$\begin{aligned} 1,60/1,40 &= 1,14 \\ \frac{1,5 - 1}{1,5 - 1,14} &= \frac{1,06 - 0,82}{1,5 - I} \rightarrow I = 0,89 \\ \rho_3 &= \sigma_3 B_3 \left[\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] I_{\rho_3} = 200 \cdot 1 \left[\frac{1 - 0,3^2}{60000} \right] 0,82 = 0,0025 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rho_4 = \sigma_4 B_4 \left[\frac{1-\nu^2}{E_S} \right] I_{\rho 4} = 190,5 \cdot 0,7 \left[\frac{1-0,3^2}{60000} \right] 1,23 = 0,0025 \text{ m}$$

$$\rho_5 = \sigma_5 B_5 \left[\frac{1-\nu^2}{E_S} \right] I_{\rho 5} = 207,6 \cdot 0,85 \left[\frac{1-0,3^2}{60000} \right] 0,82 = 0,0022 \text{ m}$$

Tabela 3.6 | Análise dos recalques

Sapata	Recalque	Sapata vizinha	Recalque diferencial	L de centro a centro das sapatas	Recalque diferencial específico	Para evitar danos arquitetônicos (1:300)
S ₁₋₂	0,0039	S ₃	0,0014	2,26	0,00062	Ok
S ₃	0,0025	S ₅	0,0003	4,00	0,00007	Ok
S ₄	0,0025	S ₁₋₂	0,0014	4,01	0,00035	Ok
S ₅	0,0022	S ₄	0,0003	3,03	0,00010	Ok

Fonte: elaborada pela autora.

Assim, podemos concluir que não haverá a necessidade de recalculas sapatas.

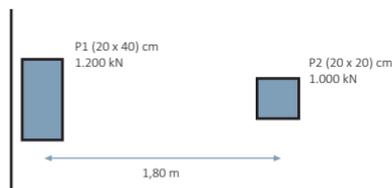
Avançando na prática

Dimensionamento de sapata de divisa

Descrição da situação-problema

Você e seus colegas de trabalho estão correndo contra o tempo para entregar um projeto de um edifício no prazo, por isso cada um ficou responsável por um grupo de pilares. Ficou sob sua responsabilidade dimensionar as bases das sapatas de dois pilares próximos, sendo um de divisa, conforme a

Figura 3.25 | Pilares P1 (divisa) e P2 (central)



Fonte: elaborada pela autora.

Figura 3.25. Considere que a tensão admissível do solo é de 500 kN/m².

Considere que a tensão admissível do solo é de 500 kN/m².

Resolução da situação-problema

Para a sapata de divisa S1:

$$R_1' = 1,2 \cdot P_1 = 1,2 \cdot 1200 = 1440 \text{ kN}$$

$$As_1 = B_1' \cdot L_1' = \frac{1,1 \cdot R_1'}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 1440}{500} = 3,2 \text{ m}^2$$

Adotando $L = 2,5B$, que é a condição econômica que proporciona a menor excentricidade, temos:

$$B_1' \cdot L_1' = B_1' \cdot (2,5 \cdot B_1') = 3,2 \text{ m}^2 \rightarrow B_1' = 1,13 = 1,15 \text{ m}$$

Fixando $B_1' = B_1$:

$$e = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} - f = \frac{1,15}{2} - \frac{0,2}{2} - 0,025 = 0,45 \text{ e}$$

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot l}{l - e} = \frac{1200 \cdot 1,8}{1,8 - 0,45} = 1600 \text{ kN}.$$

Como $R_1 \neq R_1'$, mantém-se a dimensão $B_1 = B_1'$ e calcula-se L_1 por:

$$B_1 \cdot L_1 = \frac{1,1 \cdot R_1}{\sigma_{adm}} \rightarrow L_1 = \frac{1,1 \cdot 1571}{500 \cdot 1,15} = 3,00 \text{ m}$$

$$\frac{L_1}{B_1} = \frac{3,00}{1,15} = 2,6, \text{ não está ok para a condição econômica.}$$

Adotando $B_1' \cdot L_1' = B_1' \cdot (2 \cdot B_1') = 3,2 \text{ m}^2 \rightarrow B_1' = 1,26 = 1,30 \text{ m}$

$$e = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} - f = \frac{1,3}{2} - \frac{0,2}{2} - 0,025 = 0,525 \text{ m e}$$

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot l}{l - e} = \frac{1200 \cdot 1,8}{1,8 - 0,525} = 1694 \text{ kN}.$$

Como $R_1 \neq R_1'$, mantém-se a dimensão $B_1 = B_1'$ e calcula-se L_1 por:

$$B_1 \cdot L_1 = \frac{1,1 \cdot R_1}{\sigma_{adm}} \rightarrow L_1 = \frac{1,1 \cdot 1694}{500 \cdot 1,30} = 2,86 = 2,90 \text{ m}$$

$$\frac{L_1}{B_1} = \frac{2,90}{1,30} = 2,23, \text{ está ok para a condição econômica.}$$

Para a sapata central S2, temos que: $\Delta P = R_1 - P_1 = 1694 - 1200 = 494 \text{ kN}.$

$$R_2 = P_2 - \frac{\Delta P}{2} = 1000 - \frac{494}{2} = 753 \text{ kN}.$$

$$As_2 = \frac{1,1 \cdot R_2}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 753}{500} = 1,66 \text{ m}^2$$

$$B_2 = \sqrt{1,66} = 1,29 = 1,30 \text{ m}$$

Verificando a sobreposição das bases,

$$1,8 \geq 1,25 - \frac{0,2}{2} - 0,025 + \frac{1,30}{2} + 0,1 \rightarrow 1,8 \geq 1,875, \text{ não está ok, mesmo não}$$

sobrepondo, pois não ficamos com 10 cm entre as bases. Portanto, calcule como associada de divisa.

Pilares P1 e P2 com P1 (divisa) > P2 (central):

$$R = 1200 + 1000 = 2200 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1,1 \cdot R}{\sigma_{adm}} = \frac{1,1 \cdot 2200}{500} = 4,84 \text{ m}^2 \text{ e } x = \frac{P_2 \cdot l}{R} = \frac{1000 \cdot 1,8}{2200} = 0,82 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{(A + B)}{2} H$$

$$\text{O } H \text{ mínimo necessário é: } H = 0,025 + \frac{0,2}{2} + 1,8 + \frac{0,2}{2} + 0,025 = 2,05 \text{ m} .$$

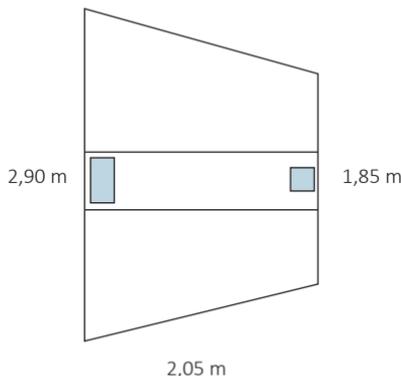
$$z = x + \frac{b_1}{2} + f = 0,82 + \frac{0,2}{2} + 0,025 = 0,945 \text{ m}$$

$$B = \frac{2 \cdot A_s}{H} \left(\frac{3z}{H} - 1 \right) = \frac{2 \cdot 4,84}{2,05} \left(\frac{3 \cdot 0,945}{2,05} - 1 \right) = 1,81 = 1,85 \text{ m e}$$

$$A = \frac{2 \cdot A_s}{H} - B = \frac{2 \cdot 4,84}{2,05} - 1,85 = 2,87 = 2,90 \text{ m}$$

Obtendo a sapata em formato trapezoidal, como na Figura 3.26.

Figura 3.26 | Sapata trapezoidal dos pilares 1 e 2



Fonte: elaborada pela autora.

Faça valer a pena

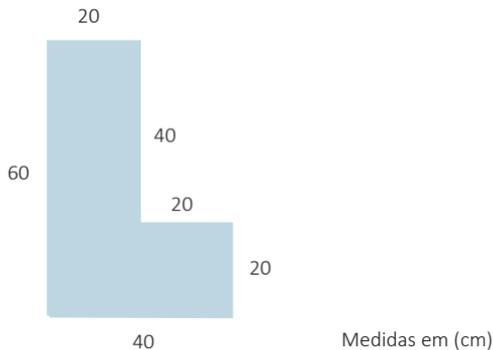
1. A análise dos recalques das sapatas projetadas para uma edificação revelou a necessidade de alterar a geometria das bases das sapatas com 2,20 x 2,00 m, para que a estrutura não tivesse danos arquitetônicos por recalques diferenciais, pois elas apresentaram o maior recalque total.

Assinale a alternativa que indica corretamente a nova geometria.

- a) 2,00 x 1,80 m.
- b) 2,60 x 2,20 m.
- c) 2,40 x 2,20 m.
- d) 2,00 x 1,60 m.
- e) 2,20 x 2,10 m.

2. Um dos pilares de uma edificação tem formato em (L), conforme a Figura 3.27.

Figura 3.27 | Pilar de seção em (L)



Fonte: elaborada pela autora.

Qual será o formato da base da sapata?

Assinale a alternativa correta:

- a) Quadrada ($L = B$).
- b) Formato em (L).
- c) Oval.
- d) Retangular ($L - B = 0,2$).
- e) Retangular ($L = 2B$).

3. A solução de fundações em sapatas foi adotada para uma obra residencial e, pela análise das sondagens, obteve tensão admissível do solo igual a 180 kN/m^2 . Dimensione a(s) sapata(s) para os pilares da Figura 3.28.

Figura 3.28 | Sapatas de fundação

P1 (40 x 20) cm
20 tf

P2 (20 x 20) cm
18 tf



Fonte: elaborada pela autora.

Assinale a alternativa correta:

- a) S1 = 1,25 x 1,05 m e S2 = 1,05 x 1,05 m.
- b) S1 = 1,20 x 1,00 m e S2 = 1,00 x 1,00 m.
- c) S1 = 1,15 x 1,15 m e S2 = 1,05 x 1,05 m.
- d) S1 e S2 = 1,40 x 1,05 m.
- e) S1 e S2 = 2,20 x 1,10 m.

Dimensionamento de tubulões

Diálogo aberto

Quando viajamos pelas principais rodovias do país, cruzamos com muitas pontes e viadutos. Você sabia que grande parte dessas obras de arte foram construídas apoiadas em tubulões? Até as grandes perfuratrizes chegarem ao Brasil, os tubulões dominavam as obras de médio e grande porte.

Você aprendeu a dimensionar as fundações diretas, destacando as sapatas, e percebeu que buscamos a geometria que transferirá as cargas da estrutura para o solo de forma adequada, evitando deformações excessivas. Agora, você dimensionará tubulões circulares e em falsa elipse, centrais e de divisa.

Para o desafio profissional proposto nesta unidade, você foi contratado para projetar as fundações de um almoxarifado de uma indústria alimentícia. As obras são muito dinâmicas e devemos estar sempre atentos aos anseios dos nossos clientes. Ao longo da elaboração desse projeto, surgiu a necessidade de aumentar o número de pavimentos, acarretando no aumento das cargas e resultando nos valores apresentados na Tabela 3.7. Analisando a sondagem, verificou-se que a cota 93 m poderá fornecer a capacidade de carga necessária por meio de fundações em tubulões, mas você precisará confirmar isso calculando a tensão admissível e determinando as dimensões de base e fuste dos tubulões que receberão concreto com f_{ck} de 20 MPa.

Tabela 3.7 | Cargas atuais de projeto do almoxarifado de uma indústria alimentícia

Pilar	Carga (tf)
P1	60
P2	40
P3	60
P4	60
P5	50

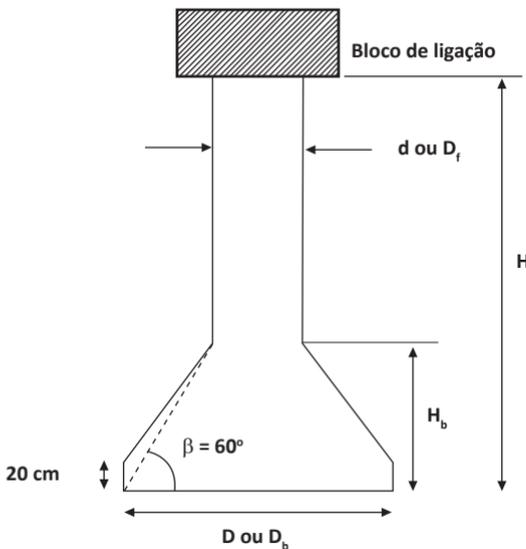
Fonte: elaborada pela autora.

Para ter êxito nessa etapa, você precisará conhecer as limitações das dimensões estipuladas na NBR 6122 (ABNT, 2019) e as geometrias convencionais dos elementos, dependendo da posição do pilar na obra. Você está indo bem e finalizará o projeto com excelência!

Os tubulões são fundações profundas que trabalham predominantemente pela base, e, no processo de escavação, em pelo menos uma das etapas, há descida de pessoal, seja para alargamento de base ou simplesmente para limpeza do fundo. Assim como para as fundações rasas, o engenheiro deve verificar a resistência do solo e as geometrias da base para então liberar a concretagem. As dimensões dos tubulões podem ser observadas na Figura 3.29, que traz outras informações importantes, como:

- A altura mínima do rodapé, 20 cm.
- A existência de um bloco de ligação entre o pilar e o tubulão.
- A altura total (H), que é medida da cota de arrasamento até a cota de apoio do tubulão.
- A altura de base (h_b), que é a altura de base mais a altura do tronco de cone.

Figura 3.29 | Detalhes do tubulão



Fonte: adaptada de ABNT (2019).

Dimensionamento do fuste

O fuste do tubulão transfere as cargas transmitidas pelo bloco de ligação à base, por isso a tensão resistente que influenciará no seu dimensionamento é a do concreto que ter um f_{ck} mínimo de 20 MPa aos 28 dias.

$$d = \sqrt{\frac{4P}{\pi \cdot \sigma_c}} \rightarrow d = 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \text{ em que } \sigma_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f}$$

Para esse f_{ck} , a NBR 6122 determina os coeficientes de ponderação mostrados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 | Parâmetros de dimensionamento de tubulões segundo a NBR 6122

Tipo de tubulão	γ_f	γ_c
Sem encamisamento	1,4	1,8
Encamisado (camisa de concreto)	1,4	1,4
Encamisado (camisa de aço)	1,4	1,5 (ELU)

Fonte: adaptada de ABNT (2019).

A NR 18 (BRASIL, 1978) determina que o diâmetro mínimo para escavação de tubulão a céu aberto seja de 0,80m, garantindo um espaço mínimo de movimentação do trabalhador durante a escavação.

Dimensionamento da base

Nos tubulões circulares, podemos encontrar o diâmetro mínimo de base necessário para transferir adequadamente as tensões solicitantes para o solo, por meio da equação:

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi \cdot \sigma_{adm}}} \rightarrow D = 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma_{adm}}}$$

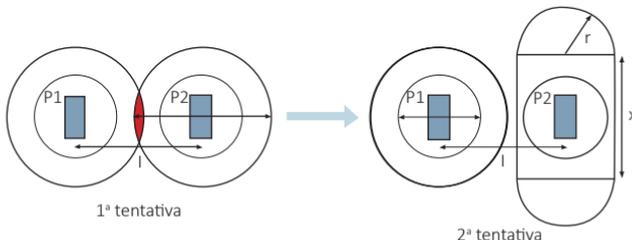
Em que:

P – carga do pilar (kN);

σ_{adm} - tensão admissível do solo (kN/m²).

Em alguns casos, pela proximidade dos pilares, poderá ocorrer a sobreposição de bases. Pensando em dois pilares próximos, primeiro temos que verificar a sobreposição para, então, buscar geometrias ideais para o caso, conforme a Figura 3.30.

Figura 3.30 | Tubulões próximos em planta (1ª e 2ª tentativa)



Fonte: elaborada pela autora.

Seguindo esse raciocínio, você verificará a sobreposição (1ª tentativa) e, se houver a necessidade, transformará uma das bases em uma falsa elipse (2ª tentativa), que é um elemento mais esbelto e pode atender a esse caso.

1ª tentativa: dois tubulões circulares.

$$D_1 = 1,13 \sqrt{\frac{P_1}{\sigma_{adm}}} \text{ e } D_2 = 1,13 \sqrt{\frac{P_2}{\sigma_{adm}}}$$

$$\frac{D_1}{2} + \frac{D_2}{2} + 0,2 \leq l$$

2ª tentativa: um tubulão em falsa elipse e um tubulão circular.

Supondo que $P_1 > P_2$, e fazendo a base do tubulão do pilar mais carregado em falsa elipse, temos:

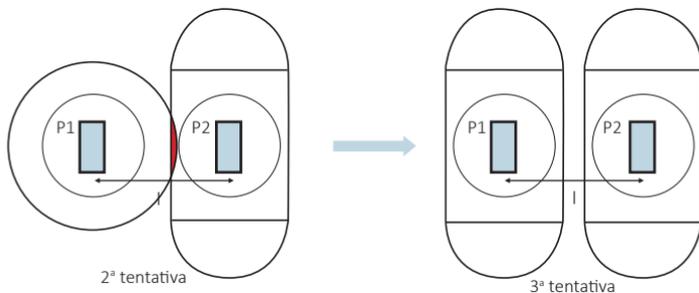
$$r_1 + \frac{D_2}{2} + 0,2 \leq l \rightarrow r_1 = l - \frac{D_2}{2} - 0,2 \text{ sendo que } r_1 \leq x_1 \leq 3r_1$$

$$A_b = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

$$A_b = 2r_1 \cdot x_1 + 2 \left(\frac{\pi r_1^2}{2} \right) \rightarrow x_1 = \frac{A_b - \pi r^2}{2r_1}$$

Se um tubulão circular e um falsa elipse não forem suficientes para atender à condição, você poderá adotar dois tubulões em falsa elipse, conforme a Figura 3.31.

Figura 3.31 | Tubulões próximos em planta (2ª e 3ª tentativa)



Fonte: elaborada pela autora.

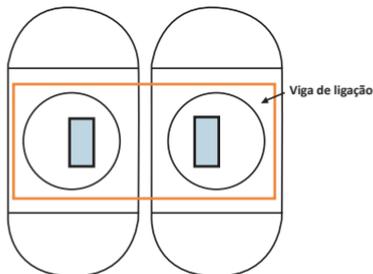
3ª tentativa: dois tubulões em falsa elipse.

$$r_1 + r_2 + 0,2 \leq l \text{ sendo que } r_1 \leq x_1 \leq 3r_1 \text{ e } r_2 \leq x_2 \leq 3r_2$$

A distância mínima ideal entre bases é 20 cm, mas, nas condições de pilares próximos, como as descritas acima, essa distância pode ser reduzida até a zero, com algumas condições:

- A NBR 6122 (2019, p. 45) diz que: “[n]ão pode ser feito trabalho simultâneo em bases alargadas em tubulões cuja distância, de centro a centro, seja inferior a 2,5 vezes o diâmetro da maior base”;

Figura 3.32 | Tubulões ligados aos pilares por uma viga de ligação



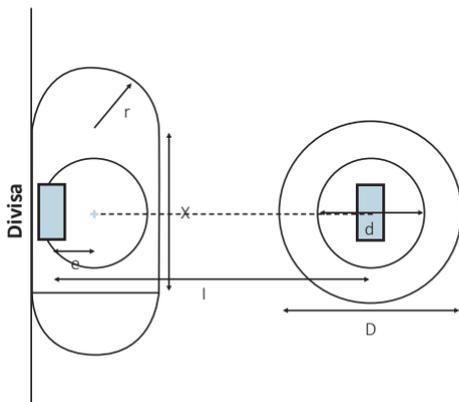
Fonte: elaborada pela autora.

- A NR 18 (Brasil, 1978) proíbe a escavação ou concretagem simultânea em bases alargadas, em tubulões adjacentes, e a abertura simultânea de bases tangentes.

Em último caso, podemos afastar os tubulões com o auxílio de uma viga de ligação, como apresentado na Figura 3.32.

Para tubulões de divisa, utilizamos uma viga alavanca ou viga de ligação no dimensionamento, unindo-os. Supondo P1 de divisa e P2 central, teremos excentricidade no tubulão de divisa, e para diminuir os efeitos da carga do pilar excêntrico, adotamos tubulão em falsa elipse, como você pode observar na Figura 3.33.

Figura 3.33 | Tubulões alancados



Fonte: elaborada pela autora.

Como temos mais incógnitas que equações nesse problema, precisamos partir de uma hipótese que normalmente é adotar $r_1 = 0,80 \text{ m}$, assim podemos determinar a excentricidade (e) e a reação do tubulão de divisa (R_1) pelas equações abaixo.

$$e_1 = r_1 - \frac{b_{\text{pilar}} \text{ ou } l_{\text{pilar}}}{2} - f$$

Sendo $f = 2,5$ cm a folga necessária para apoiar as formas dos pilares.

$$\Delta P = \frac{P_1 \cdot e}{l - e}$$

$$R_1 = P_1 + \Delta P$$

$$A_b = 2r_1 \cdot x_1 + 2 \left(\frac{\pi r_1^2}{2} \right) \rightarrow x_1 = \frac{A_b - \pi r^2}{2r_1}, \text{ em que } r_1 \leq x_1 \leq 3r_1, \text{ mas, se a}$$

condição não for atendida, você deverá adotar um novo (r_1) e recalculá-lo.

$$\text{Neste caso, } d_1 = 1,13 \sqrt{\frac{R_1}{\sigma_c}} \quad ; \quad R_2 = P_2 - \frac{\Delta P}{2}$$

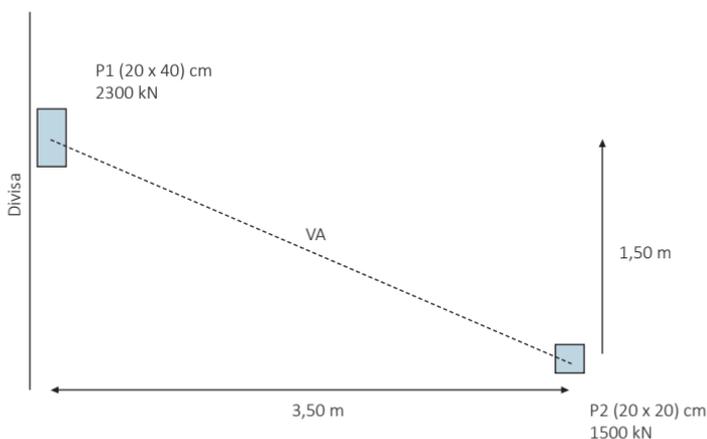
$$D_2 = 1,13 \sqrt{\frac{R_2}{\sigma_{adm}}} \text{ e } d_2 = 1,13 \sqrt{\frac{R_2}{\sigma_c}}$$



Exemplificando

Calcule as dimensões de base dos tubulões da Figura 3.34, considerando a tensão admissível do solo igual a 500 kN/m^2 .

Figura 3.34 | Pilar de divisa e pilar central



Fonte: elaborada pela autora.

Solução:

Adotando $r_1 = 0,80 \text{ m}$

$$e_1 = r_1 - \frac{b_{\text{pilar}}}{2} - f = 0,8 - \frac{0,2}{2} - 0,025 = 0,675 \text{ m}$$

$$\Delta P = \frac{P_1 \cdot e}{l - e} = \frac{2300 \cdot 0,675}{3,5 - 0,675} = 550 \text{ kN}$$

$$R_1 = P_1 + \Delta P = 2300 + 550 = 2850 \text{ kN}$$

$$A_b = \frac{R_1}{\sigma_{adm}} = \frac{2850}{500} = 5,7 \text{ m}^2$$

$$x_1 = \frac{A_b - \pi r^2}{2r_1} = \frac{5,7 - \pi \cdot 0,8^2}{2 \cdot 0,8} = 2,30 \text{ m}$$

$$r_1 \leq x_1 \leq 3r_1 \rightarrow 0,8 \leq 2,30 \leq 2,40 \text{ ok}$$

$$R_2 = P_2 - \frac{\Delta P}{2} = 1500 - \frac{550}{2} = 1225 \text{ kN}$$

$$D_2 = 1,13 \sqrt{\frac{R_2}{\sigma_{adm}}} = 1,13 \sqrt{\frac{1225}{500}} = 1,76 = 1,80 \text{ m}$$

Assim como nas sapatas, nos tubulões também arredondamos as dimensões para maior em múltiplos de 5 cm.



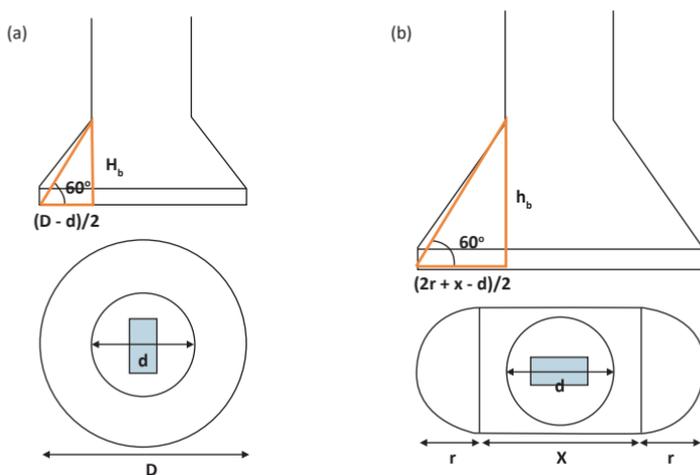
Assimile

A sobreposição entre as bases dos tubulões deve ser sempre verificada e no caso dos tubulões alavancados não seria diferente. Se ocorrer, o tubulão central deverá ser transformado em uma falsa elipse.

Altura de base

De acordo com a NBR 6122, as bases dos tubulões não podem ter alturas (h_b) maiores que 1,80 m, exceto para tubulões a ar comprimido, que podem ter alturas de até 3,00 m, desde que a estabilidade do maciço da abertura de base seja garantida (ABNT, 2019). Uma outra limitação estabelecida pela norma é o ângulo de 60° entre o apoio e o início do fuste. Com esse dado, conseguimos determinar a altura de base calculando o cateto do triângulo indicado na Figura 3.35.

Figura 3.35 | Altura de base (a) tubulão circular e (b) tubulão falsa elipse



Fonte: elaborada pela autora.



Refleta

Qual foi a intenção da NBR 6122 ao estipular o ângulo de 60° ?



Pesquise mais

Conheça melhor as recomendações normativas de projeto e execução de tubulões acessando a Biblioteca Virtual e lendo o item 8.2.2.61 e 8.3 da NBR 6122 (ABNT, 2019), e também os itens 18.6.21 e 8.6.22 da NR 18 (BRASIL, 1978).

Assim finalizamos nossa etapa de dimensionamento de fundações diretas. Sendo sapatas ou tubulões, garantiremos que a nossa obra terá uma base sólida e estável para cumprir o seu papel.

Sem medo de errar

Para o desafio profissional proposto nesta unidade, você foi contratado para projetar as fundações de um almoxarifado de uma indústria alimentícia. Ao longo da elaboração desse projeto surgiu a necessidade de aumentar o número de pavimentos, acarretando no aumento das cargas, que o levou à solução em tubulões apoiados na cota de 93,00 m.

O primeiro passo é calcular a tensão admissível para essa cota, adotando $D = 1,00$ m e testando se ele será representativo.

Conforme apresentado na primeira seção desta unidade, a profundidade do bulbo de tensão a partir da cota de apoio será $2 \times D = 2 \times 1 = 2$ m .

A média de N_{SPT} ao longo do bulbo é $\frac{16+20}{2} = 18$ golpes .

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,05} + q = \frac{18}{0,05} + (2 \times 16 + 5 \times 17) = 477 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para testar, basta verificar se os diâmetros da menor carga e da maior carga estão próximos ao adotado:

$$\text{Para 40 tf: } D = 1,13 \sqrt{\frac{400}{477}} = 1,03 = 1,05 \text{ m} .$$

$$\text{Para 60 tf: } D = 1,13 \sqrt{\frac{600}{477}} = 1,26 = 1,30 \text{ m} .$$

Os valores são maiores que o adotado, portanto, teremos que adotar um novo D.

Adotando $D = 1,10$ m, a profundidade do bulbo de tensão a partir da cota de apoio será $2 \times D = 2 \times 1,1 = 2,2$ m .

A média de N_{SPT} ao longo do bulbo é $\frac{16+20+20}{3} = 18,67$ golpes .

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,05} + q = \frac{18,67}{0,05} + (2 \times 16 + 5 \times 17) = 490,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Para 40 tf: } D = 1,13 \sqrt{\frac{400}{490,4}} = 1,02 = 1,05 \text{ m} .$$

$$\text{Para 60 tf: } D = 1,13 \sqrt{\frac{600}{490,4}} = 1,25 \text{ m} .$$

Como o D adotado está entre os calculados, podemos considerá-lo representativo.

Para calcular os diâmetros dos fustes, temos:

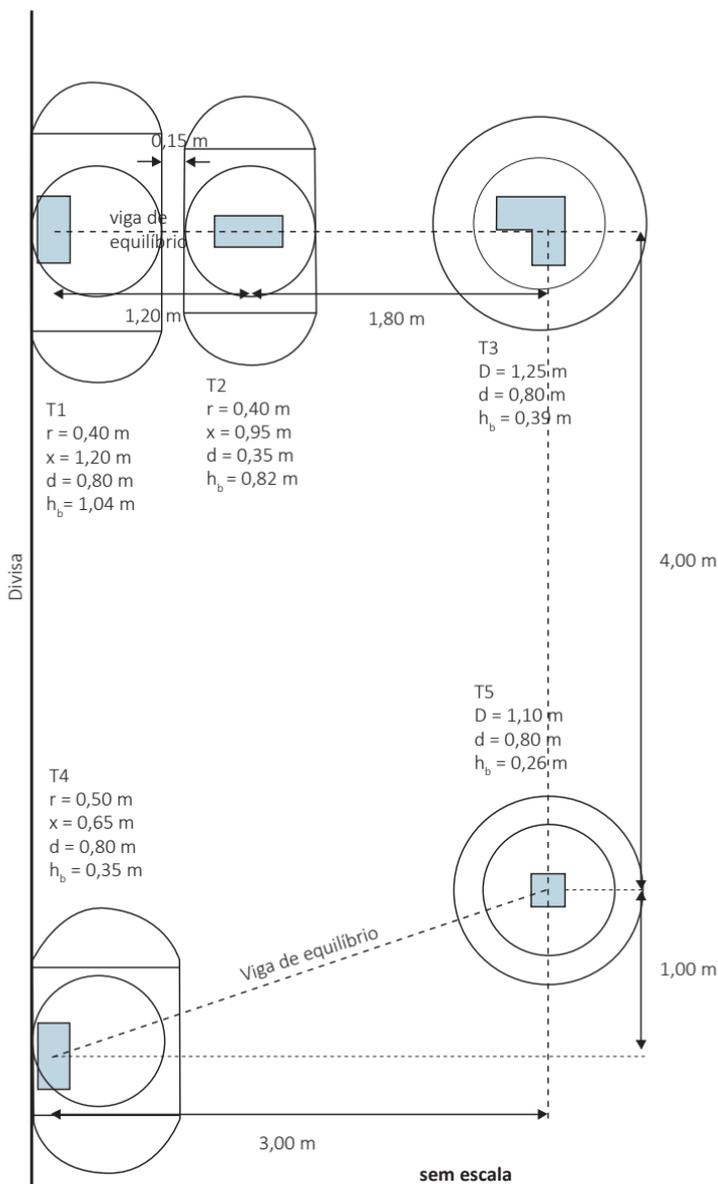
$$d = 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma_c}} \text{ em que } \sigma_c = \frac{0,85 \cdot fck}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{0,85 \cdot 20000}{1,8 \cdot 1,4} = 6746 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para calcular as dimensões das bases:

- Iniciaremos pelos pilares de divisa.
- No cálculo do tubulão de divisa, adotar $r = 0,80$ m não satisfará a condição $r_1 \leq x_1 \leq 3r_1$. teremos que testar valores menores.
- Para representar o tubulão do pilar em L, devemos encontrar o CG do pilar e coincidi-lo com o do tubulão.
- Na representação, o CG do tubulão deverá coincidir com o centro do alinhamento da viga de ligação.
- Pode ser que a distância entre tubulões tenha que ser menor que 0,20 m.

Aplicando as recomendações acima e as equações destacadas para cada tipo de tubulão, um dos resultados possíveis será o da Figura 3.36.

Figura 3.36 | Projeto de fundações em tubulões



Fonte: elaborada pela autora.

Podemos ter variações nas dimensões dos tubulões, mas em todas as possibilidades a área em planta das bases deve ser maior ou igual à área mínima calculada.

Tubulão será a solução da obra?

Descrição da situação-problema

Um colega de trabalho está precisando de ajuda para calcular um tubulão a ar comprimido, com camisa metálica e em falsa elipse, que receberá 560 tf de carga e a transferirá para o solo com tensão admissível de 50 tf/m². Ele está inquieto, pois não consegue encontrar uma geometria de base que atenda às condições ideais de projeto impostas pela NBR 6122 (ABNT, 2019) e às condições econômicas. Considerando o f_{ck} do concreto igual a 20 MPa e que (r) poderá variar até 1,80 m, ajude seu colega a encontrar uma solução.

Resolução da situação-problema

Para estudar as possibilidades, você deverá adotar o valor de (r) e verificar se atende à altura máxima de base estipulada por norma e se $r_1 \leq x_1 \leq 3r_1$. Para facilitar a análise, você poderá estruturar os cálculos obtidos usando as equações abaixo, como na Tabela 3.9.

$$A_b = \frac{P}{\sigma_{adm}} ; x_1 = \frac{A_b - \pi r^2}{2r_1} ; e r_1 \leq x_1 \leq 3r_1$$

$$\sigma_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{0,85 \cdot 2000}{1,5 \cdot 1,4} = 809,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Tabela 3.9 | Dimensionamento do tubulão em falsa elipse

r	x	d	h_b	$r_1 \leq x_1 \leq 3r_1$
1,15	3,10	0,95	3,85	não ok
1,20	2,80	0,95	3,68	não ok
1,30	2,30	0,95	3,42	não ok
1,40	1,85	0,95	3,20	não ok
1,45	1,60	0,95	3,07	não ok
1,50	1,40	0,95	2,99	ok

Fonte: elaborada pela autora.

Ao testar, podemos concluir que os valores de (r) entre 1,15 e 1,40 atendem à condição $r_1 \leq x_1 \leq 3r_1$, mas não atendem à altura máxima permitida pela NBR 6122 de 3 m para tubulões a ar comprimido. Isso significa que a solução em tubulões não é indicada para a obra.

Faça valer a pena

1. A NBR 6122 (ABNT, 2019) restringe o formato da base do tubulão em alguns aspectos, um deles é a altura. A intenção é garantir a segurança dos trabalhadores durante a escavação manual da base, tanto no tubulão a céu aberto no como tubulão a ar comprimido ou pneumático.

Quanto às recomendações da norma, assinale a alternativa correta.

- a) Independentemente da altura do tubulão, o ângulo de 60° entre a base de apoio e o fuste deve ser respeitado.
- b) A altura máxima permitida para todos os tipos de tubulão é 3,00 m.
- c) A altura mínima permitida para todos os tipos de tubulão é 1,80 m.
- d) A altura máxima permitida para os tubulões a céu aberto é 1,80 m.
- e) A altura máxima permitida para os tubulões pneumáticos é 3,50 m

2. Na elaboração de um projeto de fundações em tubulões, você deverá dimensionar a base de um tubulão para um pilar com 200 tf de carga, solo com tensão admissível igual a 400 kN/m^2 e f_{ck} do concreto igual a 20 MPa.

Considere $\gamma_c = 1,8$ e $\gamma_f = 1,4$.

Assinale a alternativa com os valores corretos de diâmetro de base, de fuste e altura de base.

- a) $D = 2,53$; $d = 0,80 \text{ m}$; $h_b = 1,50 \text{ m}$.
- b) $D = 2,53$; $d = 0,54 \text{ m}$; $h_b = 1,51 \text{ m}$.
- c) $D = 2,50$; $d = 0,80 \text{ m}$; $h_b = 1,50 \text{ m}$.
- d) $D = 2,50$; $d = 0,54 \text{ m}$; $h_b = 1,66 \text{ m}$.
- e) $D = 2,55$; $d = 0,80 \text{ m}$; $h_b = 1,51 \text{ m}$.

3. Você recebeu os projetos da obra predial que coordenará e, na análise de um projeto de fundações em tubulões, você quer determinar a carga que prevista para um tubulão de 2 m de base, sabendo que a tensão admissível do solo é igual a 500 kN/m^2 .

Assinale a alternativa com a carga admissível correta:

- a) 100 tf.
- b) 157 tf.
- c) 1000 tf.
- d) 1570 tf.
- e) 500 tf.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122** – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

_____. **NBR 6489 - Solo** - Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BRASIL. NR 18 – Condições e Meio Ambiente de Trabalho na Indústria da Construção. **Diário Oficial da União**, Brasília, v. 1, n. 1, p. 65, 6 jul. 1978. Disponível em: <http://www.trabalho.gov.br/seguranca-e-saude-no-trabalho/normatizacao/normas-regulamentadoras/norma-regulamentadora-n-18-condicoes-e-meio-ambiente-de-trabalho-na-industria-da-construcao>. Acesso em: 25 jan. 2019.

CAMPOS, J. C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIEIRO, J. H. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos Solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2007.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

FRANCO, V. N.; NIEDERMEYER, F. M. Manifestações patológicas geradas por recalque de fundações. **Revista científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, 7. ed., v. 1, p. 194-214, out. 2017. Disponível em: <https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/recalque-de-fundacoes>. Acesso em: 25 jan. 2019.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

MELO, C. H.; BANDEIRA, A. P. N. Estudo do Colapso dos Solos para Dimensionamento de Fundações Superficiais. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas: ABMS, 2012. Disponível em: http://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobramseg/2014/604793_80_artigo_cobramseg2014_Melo_Bandeira.pdf. Acesso em: 9 jan. 2017.

MILITITSKY, J. CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **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.

SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

TERZAGHI e PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967.

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

Unidade 4

Dimensionamento de fundações por estacas

Convite ao estudo

Olá, aluno, chegamos em um ponto especial da disciplina de Fundações, o estudo das estacas.

Agora que está se aprofundando no assunto, olhará para as obras procurando identificar os elementos que conheceu nas unidades anteriores e, com certeza, o que mais verá são perfuratrizes executando estacas, desde as mais simples às mais complexas. Mas como esse elemento de fundação tão importante trabalha? Como dimensioná-lo? Como garantir a eficiência das fundações em estacas? Ao final deste estudo, você irá compreender e aplicar os métodos de capacidade de carga no dimensionamento das estacas para então ser capaz de projetar as fundações de qualquer obra de construção civil.

Voltando à sua atuação como engenheiro civil geotécnico, você está tendo êxito e projetos maiores estão surgindo. Agora seu desafio será dimensionar as fundações de um edifício residencial com cinco pavimentos. O terreno fica em um novo bairro residencial, com acessos livres para maquinários e com poucos edifícios vizinhos. Para ter sucesso neste trabalho, você precisa estar atento às características do solo, à grandeza das cargas e às peculiaridades do local.

Os métodos de capacidade de carga de estacas baseados na mecânica dos solos e em resultados de ensaios de campo como o SPT serão apresentados na primeira seção desta unidade. Na segunda seção, você conhecerá a prova de carga estática, o ensaio de carregamento dinâmico, que testam as fundações no local da obra, e o ensaio de integridade, que verifica a qualidade da execução da estaca. E por fim, na terceira seção, você irá dimensionar as fundações em estacas.

Você está indo bem e com certeza fará um ótimo trabalho!

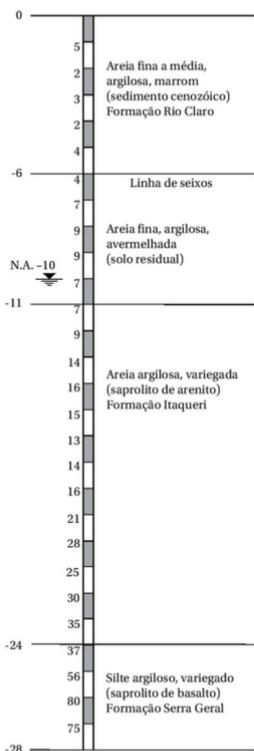
Capacidade de carga de fundações por estacas

Diálogo aberto

Aluno, na sua vida profissional você deverá estar preparado para atuar em todos os tipos e portes de obras, como residências, galpões, edifícios, pontes, portos, entre outras, e as fundações por estacas o levará a este cenário tão vasto que trará muitos desafios, mas também muita satisfação profissional e aprendizado. O primeiro passo é entender como as estacas trabalham, para então projetá-las.

O seu desafio profissional como engenheiro geotécnico será dimensionar as fundações de um edifício residencial com cinco pavimentos, mas para isso é preciso determinar a capacidade de carga e a carga admissível das estacas por meio da sondagem SPT disponibilizada pelo cliente (Figura 4.1).

Figura 4.1 | Sondagem SPT do empreendimento residencial



Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 37).

Pela sondagem e pela disponibilidade regional de equipamentos e matérias serão utilizadas estacas pré-moldadas de concreto circulares protendidas (vazadas) com diâmetro de 33 cm e 12 m de profundidade, apoiadas na cota -13 m. Segundo o fabricante da estaca, a carga admissível estrutural à compressão é de 74 tf. Usar o método Décourt-Quaresma.

Ao longo da seção, conheça os métodos de previsão da capacidade de carga teóricos estáticos e dinâmicos, bem como os métodos semiempíricos propostos por Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso.

Bons estudos e bom trabalho!

Não pode faltar

Capacidade de carga de estacas isoladas

O estudo da capacidade de carga de estacas determina as formas de transferência dos esforços aplicados à estaca, para o maciço de solo que envolve o fuste (resistência lateral – R_L) e o que está no entorno da ponta (resistência de ponta – R_p). Com esta análise, pode-se fixar o comprimento das estacas de fundação de maneira que seja assegurada uma resistência do solo igual ou maior que a carga de trabalho estipulada, considerando todos os coeficientes de segurança envolvidos (carga admissível – P_{adm}). Denominamos capacidade de carga (ou carga última) de uma estaca a carga P_u que provoca a ruptura do sistema.

$$P_{adm} = \left(\frac{R_p + R_L}{FS_g} \right) - P_{an}, \text{ sendo, segundo a NBR 6122/2019, para estacas}$$

escavadas $R_p \leq 20\%$ de P_{adm} , P_{an} o atrito negativo e FS_g o fator de segurança global.

Outra limitação imposta à carga admissível de uma estaca é $P_{adm \text{ geotécnica}} \leq P_{adm \text{ estrutural}}$.

A carga de trabalho das estacas de fundação pode ser avaliada por:

- Fórmulas teóricas estáticas;
- Fórmulas teóricas dinâmicas;
- Métodos semiempíricos;
- Provas de carga.



Refleta

Muitos são os métodos de estimativa da capacidade de carga das estacas. Além dos apresentados nesta seção, você encontrará muitos outros nas bibliografias consagradas da área, mas qual é o método mais confiável? Qual a importância de acompanharmos as obras e os trabalhos técnicos nas regiões que atuaremos?

A capacidade de carga de estacas por **métodos teóricos estáticos** tem utilização mais restrita, pois baseiam-se nos princípios da mecânica dos solos, com hipóteses que não refletem as condições de campo, mas colaboram para formar melhor o entendimento dos diversos aspectos envolvidos.

As equações para determinar a resistência por atrito lateral em solos não coesivos devem ser aplicadas apenas aos casos de resistência crescente com a profundidade e não são recomendáveis para solos estratificados (camadas alternadas).

Por Meyerhof temos $Q_L = A_L \cdot r_L$ em que:

Q_L – resistência por atrito lateral (kN ou tf);

A_L – área lateral da estaca (m^2);

r_L – resistência lateral unitária, $r_L = f$ (kN/ m^2 ou tf/ m^2).

$$f = \frac{1}{2} K_s \cdot \gamma \cdot h \cdot \text{tg} \delta, \text{ assim } Q_L = A_L \cdot f$$

K_s é o coeficiente de empuxo do solo que pode ser obtido pela Tabela 4.1.

Tabela 4.1 | Coeficiente de empuxo do solo

Estacas	K_s		δ
	Areia fofa	Areia compacta	
Metálica	0,5	1,0	20°
Concreto	1,0	2,0	$3/4\phi$
Madeira	1,5	4,0	$2/3\phi$

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 21).

γ e h - utiliza-se a tensão efetiva do solo γ (peso específico do solo) $\times h$ (espessura da camada) em kN/m^2 ou tf/m^2 ;

δ - ângulo de atrito estaca-solo (Tabela 4.1);

ϕ - ângulo de atrito interno do solo.

Para estacas cravadas, o atrito lateral aumentará linearmente até a profundidade correspondente a 15 diâmetros (prof. crítica - medida da cota do terreno à cota de ponta), permanecendo constante e igual para profundidades maiores.

Já no cálculo da resistência por atrito lateral em solos coesivos temos:

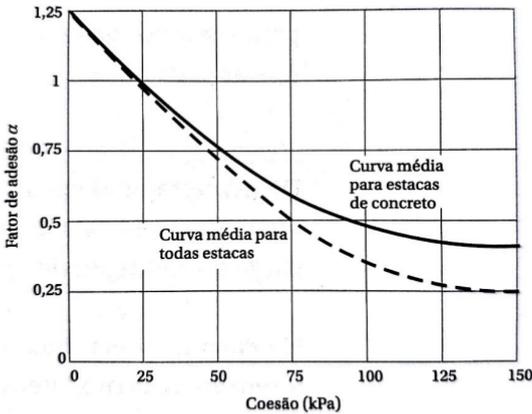
$$Q_L = A_L \cdot \alpha \cdot c$$

Em que:

c - coesão não drenada (kN/m^2 ou kPa);

α - fator de adesão entre o solo e a estaca (Figura 4.2).

Figura 4.2 | Fator de adesão



Fonte: Tomlinson (1957 *apud* CINTRA; AOKI, 2010, p.17).

Para a determinação da resistência de ponta utilizamos Terzaghi e Skempton, sabendo que

$$Q_p = A_p \cdot \sigma_r$$

$$\sigma_r = q(N_q - 1)S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \rightarrow \text{solos não coesivos}$$

ou

$$\sigma_r = c \cdot N_c + q \rightarrow \text{solos coesivos}$$

N_q e N_γ obtidos conforme a Figura 3.4 apresentada na Seção 1 da Unidade 3;

S_q e S_γ obtidos conforme a Tabela 3.2 apresentada na seção 1 da unidade 3;

q - O solo acima da base da fundação rasa é simplesmente uma sobrecarga, portanto se utiliza a tensão efetiva do solo γ (*peso específico do solo*) \times h (*espessura da camada*) em kN/m^2 ou tf/m^2 .

$N_c = 9$ para estacas profundas (Prof./Larg > 4).

Se submerso, utilizar γ_{sub} , caso não esteja utilizar $\gamma = \gamma_{nat}$.

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{FS} \quad \{FS \geq 3\}$$

A capacidade de carga das estacas pode ser obtida também por **métodos dinâmicos** que preveem a capacidade de carga de uma estaca com base nos resultados de cravação, portanto são exclusivos para estacas cravadas. Neste caso, é comum, a determinação da “nega”, que é um instrumento de controle de campo como orientação do encerramento da operação de cravação da estaca.

Para determinar a “nega”, deformação plástica na cravação (Figura 4.3), é feita uma linha horizontal na estaca com régua apoiada em dois pontos do bate-estacas, e após aplicar 10 golpes, risca-se novamente para medir a distância entre os dois riscos e dividindo esta distância por 10 obtém-se a penetração média por golpe.

As fórmulas dinâmicas se baseiam no princípio da conservação de energia considerando semelhantes as parcelas de energia dinâmica da cravação e de energia estática do produto “carga \times recalque”, mais as perdas.

$$W \cdot h = R \cdot s + \text{perdas}$$

Em que:

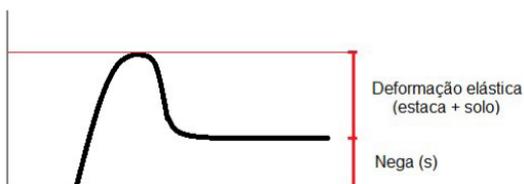
W – peso do martelo (tf);

h – altura de queda do martelo (cm);

R – resistência do solo à penetração da estaca no terreno – capacidade de carga (tf);

s – nega (cm).

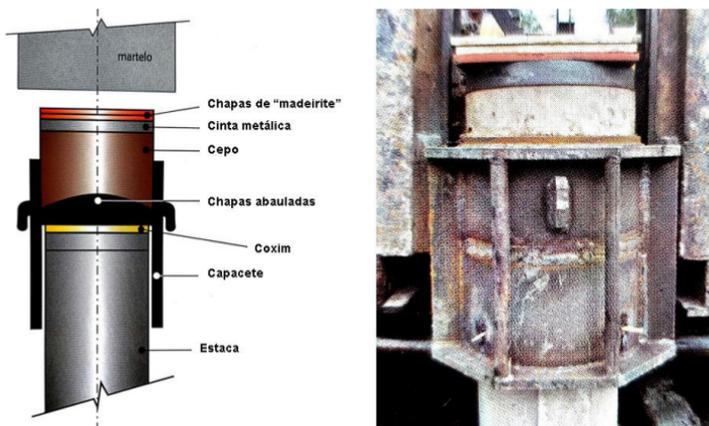
Figura 4.3 | Gráfico de cravação



Fonte: elaborada pela autora.

As principais perdas de energia são: repique do martelo, deformação elástica do cepo e do coxim, atrito do martelo e guias, que podem ser visualizados na Figura 4.4.

Figura 4.4 | Sistema de amortecimento padrão



Fonte: Pacolla *et al.* (2008, p. 85 e 87).

Para determinar a capacidade de carga da estaca, quando solicitada por um carregamento estático (carga da edificação), utilizamos as equações dinâmicas como a de Brix, dos holandeses (Woltmann) e do *Engineering News Record*.

$$\text{Fórmula de Brix: } Q_{adm} = \frac{W^2 \cdot h \cdot Q}{s(W+Q)^2} \cdot \frac{1}{\eta} \text{ para } \eta \geq 5$$

$$\text{Fórmula dos Holandeses (Woltmann): } Q_{adm} = \frac{W^2 \cdot h}{s(W+Q)} \cdot \frac{1}{\eta} \text{ para } \eta \geq 6$$

$$\text{Fórmula do } \textit{Engineering News Record}: Q_{adm} = \frac{W \cdot h}{s+c} \cdot \frac{1}{\eta} \text{ para } \eta \geq 6$$

Sendo:

W – peso do martelo (kN ou tf);

Q_{adm} – carga admissível da estaca (kN ou tf);

Q – peso próprio da estaca (kN ou tf);

h – altura de queda do martelo (cm);

s – nega;

n – fator de ajuste;

c = 2,5 cm (bate-estacas tipo queda livre);

c = 0,25 cm (bate-estacas tipo dupla ação).



Exemplificando

Em uma obra predial adotou-se estacas metálicas (perfil H 250 x 62,0) com L = 23 m. A carga de trabalho prevista para as estacas é de 900 kN. Para fazer o controle de cravação das estacas precisamos obter a nega, utilizando a fórmula de Brix e um sistema de cravação com martelo queda livre de 3,5 tf e altura de queda de 1,2 m.

Solução:

$$Q = 62 \left(\frac{kg}{m} \right) \cdot 23(m) = 1426 \text{ kg} = 1,4t$$

Fórmula de Brix:

$$Q_{adm} = \frac{W^2 \cdot h \cdot Q}{s(W+Q)^2} \cdot \frac{1}{\eta} \rightarrow 90 = \frac{3,5^2 \cdot 120 \cdot 1,4}{s(3,5+1,4)^2} \cdot \frac{1}{5} \rightarrow s = 0,19 \text{ cm}, \text{ ou seja, } 1,9$$

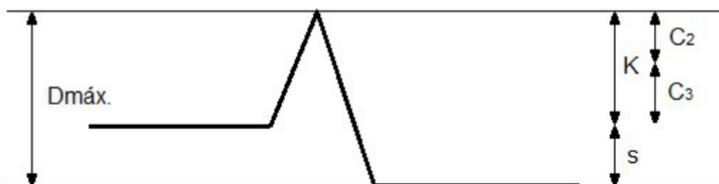
mm por golpe.

Veja, o valor da “nega” é muito pequeno, por isso usamos dez vezes este valor no controle em campo, facilitando assim a leitura.

Ao contrário da nega, o repique, que é o deslocamento elástico medido no topo da estaca, já está incluído no contexto da Teoria de Propagação da Onda, portanto, apresenta resultados com menos dispersão do que a nega, e por este motivo, é recomendada sua execução em todas as estacas da obra. O resultado da análise do repique é a carga mobilizada da estaca (R).

Pela Figura 4.5 podemos observar que $K = C_2 + C_3$, sendo usual adotar $C_3 = s$.

Figura 4.5 | Repique



Fonte: elaborada pela autora.

Em que:

$D_{máx.}$ – deformação total;

C_2 – deformação elástica do concreto;

C_3 – deformação elástica do solo;

s – deformação plástica (nega);

K – deslocamento elástico.

Segundo Velloso e Lopes (2010) podemos estimar a carga mobilizada por Chellis $R = \frac{C_2 \cdot E \cdot A}{L}$, sendo (L) o comprimento da estaca embutida no solo, (E) o módulo de elasticidade do concreto e (A) a área transversal da estaca.



Pesquise mais

Veja como é feito o controle de “nega” e repique em obra no artigo abaixo:

LOTURCO, B. Veja os cuidados na execução de fundações com estacas de concreto pré-fabricadas. **Revista Técnica**, 15 jan. 2016.

A capacidade de carga de estacas obtida por **métodos semiempíricos** é a mais difundida no Brasil e os métodos consagrados adotados nos escritórios são: Décourt & Quaresma e Aoki & Velloso.

“São métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios de campo e ajustados com provas de carga.” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 22)

No método de **Aoki e Velloso** (1975), a base do processo é a relação entre as resistências lateral e de ponta, medidas no ensaio de penetração do cone “CPT” (Cone Penetration Test). Mas, como no Brasil o ensaio CPT não é tão utilizado, os autores apresentam correlações estatísticas, relacionando os resultados de CPT e resultados de SPT, como você pode ver nas equações a seguir:

Carga lateral de ruptura (CPT): $Q_L = \sum(p_i \cdot f_{u_i} \cdot \Delta z_i)$ e $f_u = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2}$, em que:

f_u – tensão lateral de ruptura por unidade de área (kN/m² ou tf/m²);

p_i – perímetro da estaca (m);

Δz_i – comprimento (m);

q_c – resultado médio da resistência do cone (kN/m² ou tf/m²);

α – razão de atrito (conforme Tabela 4.2).

Carga lateral de ruptura (SPT): $q_c = K \cdot N_{Li}$ e $f_u = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{Li}}{F_2}$, em que:

K – fator que depende do tipo de solo (conforme Tabela 4.2);

N_{Li} – média aritmética dos N_{SPT} da camada em análise.

Assim $Q_L = \frac{\sum(p_i \cdot \alpha \cdot K \cdot N_{Li} \cdot \Delta z_i)}{F_2}$.

Resistência de ponta na ruptura (CPT): $Q_p = q_u \cdot A_p$ e $q_u = \frac{q_c}{F_1}$.

Resistência de ponta na ruptura (SPT): $Q_p = \frac{K \cdot N_p \cdot A_p}{F_1}$.

N_p – N_{SPT} da ponta da estaca;

F_1 e F_2 - fatores de correção apresentados na Tabela 4.3.

Carga admissível: $Q_{adm} = \frac{Q_L + Q_p}{2}$.

Tabela 4.2 | Coeficiente K e razão de atrito α do método Aoki-Velloso

S O L O		K(kPa)	α (%)
AREIA	pura	1000	1,4
	siltosa	800	2,0
	silto argilosa	700	2,4
	argilosa	600	3,0
	argilo siltosa	500	2,8
SILTE	puro	400	3,0
	arenoso	550	2,2
	areno argiloso	450	2,8
	argiloso	230	3,4
	argilo arenoso	250	3,0
ARGILA	pura	200	6,0
	arenosa	350	2,4
	areno siltosa	300	2,8
	siltosa	220	4,0
	silto arenosa	330	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975, p. 371).

Tabela 4.3 | Fatores de correção do método Aoki-Velloso

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3,0	$2 F_1$
Raiz, hélice contínua e ômega	2,0	$2 F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 26).

Já o método proposto por **Décourt & Quaresma** (1978) é baseado diretamente em dados de SPT (*Standard Penetration Test*).

Carga lateral de ruptura: $Q_L = \sum (p_i \cdot \Delta z_i \cdot f_{u_i} \cdot \beta)$ e $f_u = 3,33 \cdot N_{L_i} + 10$ resultando em $Q_L = p_i \sum (3,33 \cdot N_{L_i} + 10) \Delta z_i \cdot \beta$.

N_{L_i} – média aritmética de N_{SPT} que envolvem o fuste, desprezando-se o N_{SPT} da ponta e o anterior ($3 \leq N_{L_i} \leq 15$).

β – fator de correção da resistência lateral (Tabela 4.4).

Resistência de ponta na ruptura: $Q_p = q_u \cdot A_p \cdot \alpha$, sendo $q_u = K \cdot N_p$ e $N_p = \frac{N_{p+1} + N_p + N_{p-1}}{3}$ resultando em $Q_p = K \cdot N_p \cdot A_p \cdot \alpha$.

α – fator de correção da resistência de ponta (Tabela 4.5).

Carga admissível: $Q_{adm} = \frac{Q_L}{1,3} + \frac{Q_p}{4}$.

Tabela 4.4 | Valores típicos de β do método Décourt-Quaresma

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice contínua	Injetadas (raiz)	Injetadas (sob pressão)
Argilas	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Siltes	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt (1996, p. 276).

Tabela 4.5 | Valores típicos de α do método Décourt-Quaresma

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada a seco	Escavada com lama	Hélice contínua	Injetadas (raiz)	Injetadas (sob pressão)
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Siltes	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt (1996, p. 275).

Solo	K	
	(kN/m ²)	(tf/m ²)
Argila	120	12
Silte Argiloso*	200	20
Silte Arenoso*	250	25
Areia	400	40

Fonte: Décourt (1996, p. 275).

Para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas e tipo Franki $\alpha = \beta = 1$.



Assimile

Nas equações apresentadas para a carga admissível (em kN ou tf) para o método Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, os fatores de segurança foram considerados conforme as recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2019)

Evoluímos bem na estimativa da capacidade de carga de estacas e você já conhece os principais métodos usados no Brasil, mas que tal verificarmos esse estudo mais de perto? É o que veremos na próxima seção.

Sem medo de errar

Nessa fase do projeto de um edifício residencial com cinco pavimentos, você determinará a capacidade de carga e a carga admissível das estacas pré-moldadas por meio da sondagem SPT disponibilizada pelo cliente (Figura 4.1), utilizando o método Décourt-Quaresma, que prevê:

1) Dados iniciais da estaca:

$$\text{Perímetro: } p = 2\pi r = 2\pi \left(\frac{0,33}{2} \right) = 1,04 \text{ m}$$

$$\text{Área de ponta: } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,33^2}{4} = 0,08 \text{ m}^2$$

$$2) \text{ Carga lateral de ruptura: } Q_L = p_i \sum (3,33 \cdot N_{Li} + 10) \Delta z_i \cdot \beta.$$

$$\text{De -1 m a -6 m: } N_L = \frac{5 + 2 + 3 + 2 + 4}{5} = 3,2;$$

$$Q_L = 1,04(3,33 \cdot 3,2 + 10)5 \cdot 1 = 107,4 \text{ kN}$$

$$\text{De -6 m a -11 m: } N_L = \frac{4+7+9+9+7}{5} = 7,2;$$

$$Q_L = 1,04(3,33 \cdot 7,2 + 10)5 \cdot 1 = 176,7 \text{ kN}$$

$$\text{De -11 m a -13 m: } N_L = 7; Q_L = 1,04(3,33 \cdot 7 + 10)2 \cdot 1 = 69,3 \text{ kN}$$

3) Resistência de ponta na ruptura: $Q_p = K \cdot N_p \cdot A_p \cdot \alpha$.

$$N_p = \frac{N_{p+1} + N_p + N_{p-1}}{3} = \frac{9+14+16}{3} = 13; Q_p = 400 \cdot 13 \cdot 0,08 \cdot 1 = 416 \text{ kN}$$

4) Capacidade de carga:

$$Q_r = \sum Q_L + Q_p = 107,4 + 176,7 + 69,3 + 416 = 353,4 + 416 = 769,4 \text{ kN}$$

$$5) \text{ Carga admissível: } Q_{adm} = \frac{Q_L}{1,3} + \frac{Q_p}{4} = \frac{107,4 + 176,7 + 69,3}{1,3} + \frac{416}{4} \cong 375 \text{ kN}$$

ou 37,5 tf.

$$Q_{adm \text{ solo}} < Q_{adm \text{ estrutural}} \rightarrow ok$$

Você poderá comparar o seu resultado da capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma com o método Aoki-Velloso proposto na página 37 e 38 do livro do Cintra e Aoki *Fundações por estacas: projeto geométrico* disponível na Biblioteca Virtual do aluno.

Avançando na prática

Previsão da carga admissível por métodos teóricos

Descrição da situação-problema

Antes de executar as sondagens da obra do edifício, durante o estudo de viabilidade, você estimou a carga admissível das estacas por métodos teóricos para estacas pré-moldadas de concreto circulares protendidas (vazadas) com diâmetro de 33 cm e 12 m de profundidade. Pela análise de um talude próximo, deu para ver que o solo predominante era uma areia fina pouco compacta, que por dados aproximados de bibliografias consagradas da área apresenta peso específico de aproximadamente 18 kN/m^3 , ângulo de atrito de 30° e coesão igual a zero, prevendo inicialmente que o NA não seria encontrado. Qual foi o resultado obtido?

Dados: $N_q = 17$; $N_\gamma = 19$; $S_q = 1$; $e S_\gamma = 0,6$.

Resolução da situação-problema

Para aplicação dos métodos de capacidade, primeiro levantamos os dados iniciais, como área e perímetro da estaca, para então estimar o atrito lateral e a resistência de ponta.

1) Dados iniciais da estaca

$$\text{Perímetro: } p = 2\pi r = 2\pi \left(\frac{0,33}{2} \right) = 1,04 \text{ m}$$

$$\text{Área de ponta: } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,33^2}{4} = 0,08 \text{ m}^2$$

2) Atrito lateral

$$\text{Por Meyerhof temos: } f = \frac{1}{2} K_s \cdot \gamma \cdot h \cdot \text{tg} \delta = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 18 \cdot 12 \cdot \text{tg} 22,5^\circ = 44,7 \text{ kN / m}^2$$

$$Q_L = A_L \cdot f = 1,04 \cdot 12 \cdot 44,7 = 557,8 \text{ kN}$$

3) Resistência de ponta

$$\text{Por Terzaghi temos: } \sigma_r = 18 \cdot 12(17-1) + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 0,33 \cdot 19 \cdot 0,6 = 3489,6 \text{ kN / m}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot \sigma_r = 0,08 \cdot 3489,6 = 279,2 \text{ kN}$$

4) Capacidade de carga

$$Q_r = Q_L + Q_p = 557,8 + 279,2 = 837 \text{ kN}$$

5) Carga admissível

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{FS} = \frac{837}{3} = 279 \text{ kN ou } 27,9 \text{ tf}$$

Portanto, o resultado obtido para a carga admissível foi 27,9 tf.

1. Para determinar _____ é feita uma linha horizontal na estaca com régua apoiada em dois pontos do bate-estacas, e após aplicar 10 golpes, risca-se novamente para medir a distância entre os dois riscos e dividindo esta distância por 10, obtém-se a penetração média por golpe.

Assinale a alternativa que completa a lacuna corretamente.

- a) o deslocamento elástico.
- b) a energia dinâmica.
- c) a nega.
- d) a capacidade de carga.
- e) o repique.

2. A NBR 6122 estipula os fatores de segurança para a determinação da carga de trabalho ou carga admissível de estacas, variando de acordo com a metodologia adotada, podendo ser por métodos teóricos estáticos, dinâmicos, semiempíricos e provas de carga (ABNT, 2019).

Assinale a alternativa que indica o fator de segurança correto para os métodos teóricos estáticos.

- a) $FS \leq 3$.
- b) $FS \leq 2$.
- c) $FS = 1$.
- d) $FS \geq 2$.
- e) $FS \geq 3$.

3. A solução em estacas pré-moldadas é muito difundida no Brasil e em países da Europa, como a Holanda. A execução consiste em cravar os elementos no solo por meio de percussão principalmente.

Neste contexto, analisar as afirmações a seguir:

- I. O repique é o deslocamento plástico medido no topo da estaca e é recomendado em todas as estacas da obra.
- II. O resultado da análise do repique é a carga mobilizada da estaca (R).
- III. A “nega”, que é um instrumento de controle de campo como orientação do

encerramento da operação de cravação da estaca e pode ser aplicada em todos os tipos de estacas.

- IV. A capacidade de carga das estacas pré-moldadas deve ser obtida por métodos teóricos dinâmicos.

Assinale a alternativa correta.

- a) Apenas as afirmações I e III estão corretas.
- b) Apenas as afirmações II, III e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmações II e IV estão corretas.
- d) Apenas a afirmação II está correta.
- e) Apenas a afirmação IV está correta.

Verificação de desempenho

Diálogo aberto

Aluno, quando olhamos para uma construção, vemos as vigas, os pilares, as lajes, mas as fundações não. Qualquer problema na execução dos elementos da superestrutura é facilmente identificado, como deformações excessivas nos elementos de concreto armado, trincas na alvenaria, mas e se tivermos um problema na concretagem da estaca? E se o comportamento entre o elemento e o solo não acontecer como prevíamos? Na dúvida, temos que testar!

Na sua atuação como engenheiro civil geotécnico, seu trabalho será dimensionar as fundações de um complexo de edifícios residenciais com cinco pavimentos. Seu cliente é muito exigente e você quer entregar a melhor solução geotécnica neste empreendimento. Por isso, solicitou provas de carga de projeto para estipular a tensão admissível e analisar os recalques. Os investimentos iniciais para a execução dos ensaios em fase de projeto são altos e seu cliente não está totalmente convencido de que vale a pena, por isso você irá preparar um estudo destacando as vantagens da sua proposta para o projeto. Assim, você deverá responder: Quais as vantagens técnicas e econômicas quando executamos provas de carga estáticas? Os ensaios deverão ser instrumentados? O que poderá ser adotado como verificação de desempenho?

Para ter sucesso nessa missão você deverá conhecer os ensaios disponíveis para previsão da capacidade de carga e os ensaios de verificação de integridade e desempenho das estacas. Nesta seção você irá conhecer os ensaios de integridade, como o PIT, as informações obtidas nos ensaios de carregamento dinâmico e nas provas de carga estáticas.

Precisamos evoluir muito nesse assunto aqui no Brasil e você poderá ajudar, vamos lá!

Não pode faltar

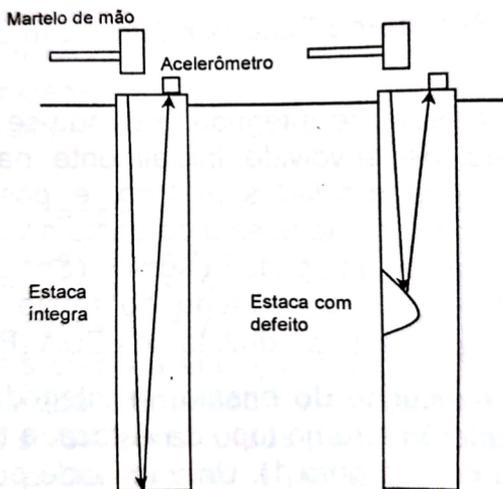
O aprimoramento das metodologias de cálculo e de execução de estacas está relacionado às provas de carga que comprovam a capacidade de carga e fornece parâmetros de recalque e integridade. A prova de carga estática e o ensaio de carregamento dinâmico são previstos em norma e os ensaios de integridade, como o PIT, são recomendados pelos especialistas.

O **ensaio de integridade** é uma importante ferramenta de controle de qualidade, principalmente das estacas moldadas *in loco*. O objetivo do ensaio é obter um diagnóstico da concretagem, podendo indicar falhas, como fissuras, estrangulamentos ou alargamentos, bem como comprimentos diferentes do previsto em projeto.

O *Cross Hole Analyser* (CHA) consegue mapear a integridade do concreto aplicado por meio de tubos pré-instalados junto com a armadura. São utilizados sensor transmissor e receptor de onda sonora de alta frequência gerando leituras de variação de frequência entre um tudo e outro. A norma de referência para o ensaio é a D6760 (ASTM, 2008).

O ensaio de integridade mais utilizado no Brasil hoje é o PIT (*Pile Integrity Test*) que consiste em posicionar um acelerômetro de alta sensibilidade no topo da estaca e na aplicação de golpes com martelo de mão, conforme a Figura 4.6. Os golpes irão gerar uma onda que percorrerá a estaca e sofrerá reflexões quando encontrar a ponta da estaca ou se houver qualquer variação de área de seção, peso específico ou módulo de elasticidade (CAMPOS, 2005).

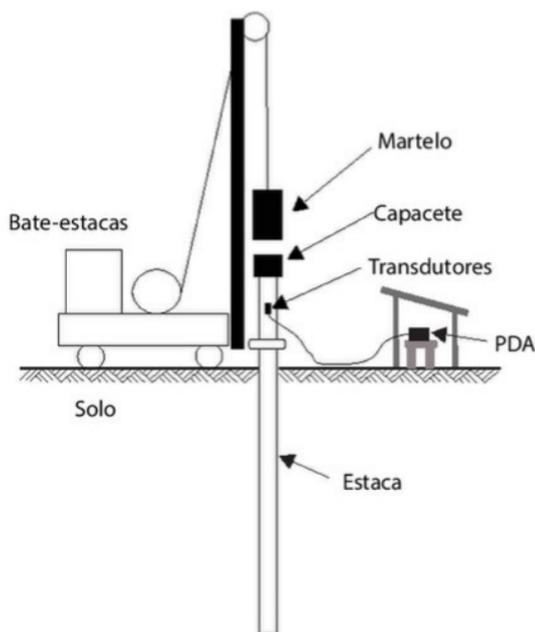
Figura 4.6 | Execução de um ensaio PIT



Fonte: Kormann (2002, p. 24).

O **ensaio de carregamento dinâmico**, também conhecido como PDA (*Pile Driving Analyser*) é baseado na equação da onda e mais completo que o repique, apresentado na seção anterior. A estaca é golpeada por um peso em queda livre, que pode ser o próprio bate-estacas em obras de estacas pré-fabricadas e a resposta ao golpe é obtida por um transdutor instalado acima da cota do terreno (Figura 4.7), de acordo com as recomendações da norma NBR 13208 (ABNT, 2007).

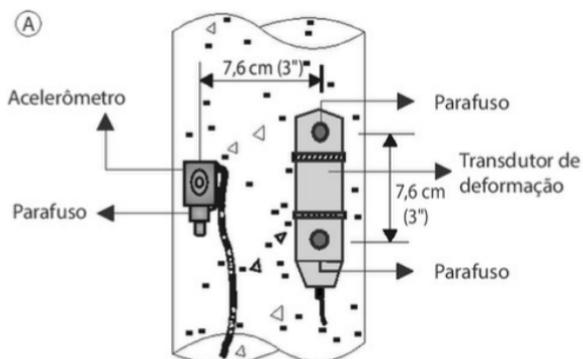
Figura 4.7 | Representação da execução do ensaio de carregamento dinâmico

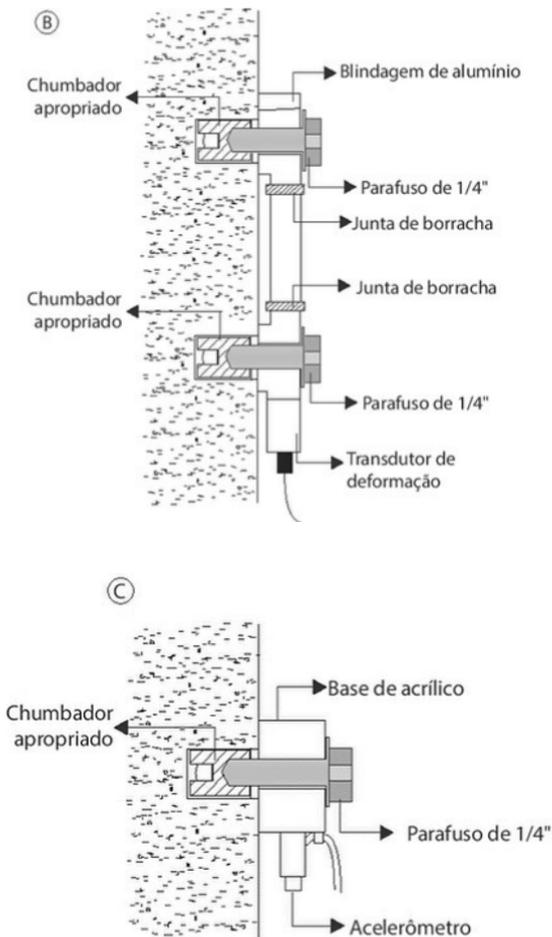


Fonte: Cintra *et al.* (2010, p. 115).

Durante a propagação da onda, dois pares de sensores, instalados como na Figura 4.8, sendo um deles transdutor de deformação específica e outro de aceleração estimam os valores de força e deslocamento.

Figura 4.8 | A) Transdutores de deformação específica e aceleração; B) Transdutor de deformação; C) Acelerômetro





Fonte: Cintra *et al.* (2010, p. 113).

Todos os dados são registrados por um equipamento chamado PDA (*Pile Driving Analyser*) que utilizará a teoria de propagação da onda para determinar a integridade da estaca, a carga mobilizada da estaca, as tensões durante a cravação (para estacas cravadas à percussão) e a eficiência do martelo.

As metodologias de avaliação dos resultados podem ser realizadas por dois métodos:

- CASE (Método Simplificado) desenvolvido no *Case Institute of Technology*;
- CAPWAP – *Case pile wave analysis program* (Método de Análise Numérica).



Pesquise mais

Veja como os ensaios podem influenciar nos projetos, evitando superdimensionamento e economia de serviços e materiais.

SOUZA, L. H. F.; GARCIA, L. P. Redimensionamento de fundação profunda após análise da carga admissível obtida em ensaios de carregamento dinâmico (PDA). **Revista de Engenharia e Tecnologia**. v. 6, n. 2, ago. 2014. p. 1-19.

As **provas de carga estáticas** destacam-se por garantir o desempenho dos elementos de fundação conforme previsto em projeto, já que esta confirmação é a mais difícil do que em qualquer outra fase da obra, pois não é possível visualizar os elementos de fundação após a execução.

No Brasil, poucas obras de engenharia geotécnica adotam provas de carga como critério de projeto, por questões de custos e prazos envolvidos, mesmo a NBR 6122 prever fatores de segurança menores em obras com duas ou mais provas de carga estáticas executadas na fase de projeto, levadas a uma carga de até duas vezes a carga admissível prevista, de modo que o projeto possa ser adequado às demais estacas (ABNT, 2019).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) também estipula uma quantidade mínima de ensaios conforme a Tabela 4.6.

Tabela 4.6 | Quantidade de provas de carga segundo a NBR 6122

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em $MPa^{b c d}$	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga $^{b c d}$
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	\leq diâmetro 310 mm = 15,0 / \leq diâmetro 400 mm = 13,0	75
Microestaca ^e	15,0	75

Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing 70 < cm$	4,0	100
Strauss	4,0	100

- Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.
- Os requisitos acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):
 - Áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado.
 - Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas.
 - Quando não houver variação do processo executivo padrão.
 - Quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.
- Quando as condições acima não ocorrerem devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme a ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.
- As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.
- Diâmetros de perfuração.

Fonte: ABNT 2019, p. 40.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) prevê a substituição de uma prova de carga estática por cinco ensaios de carregamento dinâmico em caso de verificação de desempenho para obras com número de estacas entre valores da coluna B da Tabela 4.6 e duas vezes esse valor. Acima deste valor haverá a necessidade de pelo menos uma prova de carga estática.



Refleta

Podemos executar as provas de carga estáticas na fase de projeto ou após a execução do estaqueamento como verificação de desempenho. Qual das duas formas trazem mais benefícios técnicos e econômicos para o estaqueamento?



Exemplificando

Em uma obra industrial foram executadas 550 estacas hélice contínua e para atender os requisitos da NBR 6122 serão executadas provas de carga para verificação de desempenho. Quantos ensaios serão necessários? Podemos substituir provas de carga estáticas que são mais caras por ensaios de carregamento dinâmico?

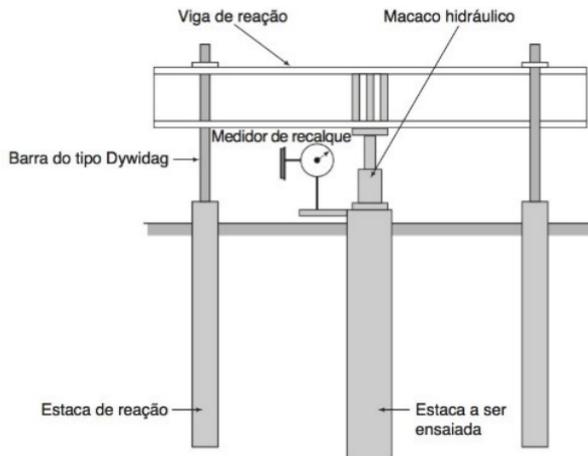
Solução:

Em obras com estacas hélice contínua a obrigatoriedade é para estaqueamento com mais de 100 elementos. Entre 100 e 200 elementos podemos substituir cada prova de carga estática por cinco ensaios de carregamento dinâmico. Mas nesta obra temos 550 estacas, um por cento corresponde a 5,5 que arredondamos para 6 ensaios em que pelo menos um deverá ser prova de carga estática e os demais poderão ser substituídos por ensaios de carregamento dinâmico ($5 \times 5 = 25$).

As provas de carga devem reproduzir as condições reais de fundação, nos aspectos referentes à geometria, à técnica construtiva, ao tipo de carregamento, comumente vertical de compressão, mas podendo ser vertical de tração ou horizontal, por isso, podemos considerar como o método mais confiável de avaliar a capacidade de carga de uma estaca isolada e o conhecimento do seu comportamento na relação “carga x recalque”.

A execução de uma prova de carga estática em uma obra não é um procedimento simples no que se refere à parte executiva, demandando a necessidade de montagem do sistema de reação, instalação de macacos hidráulicos aferidos, extensômetros (medidores de recalque), etc, como podemos observar na Figura 4.9, seguindo as recomendações da NBR 12131 (ABNT, 2006). O processo compreende aplicar um carregamento em uma ou mais estacas, e observar seu desempenho, em termos de recalques.

Figura 4.9 | Esquema de uma prova de carga estática



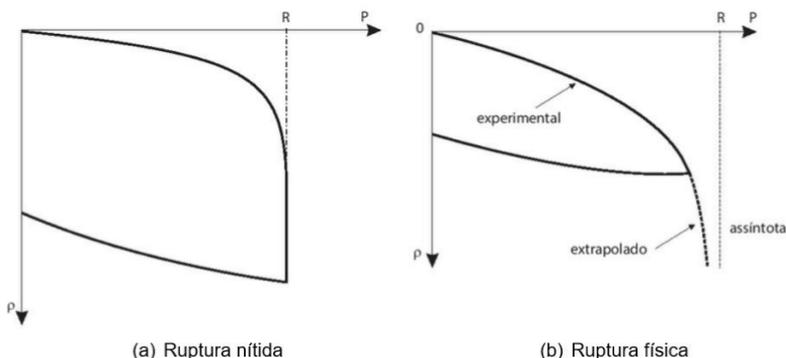
Fonte: Budhu (2017, p. 279).

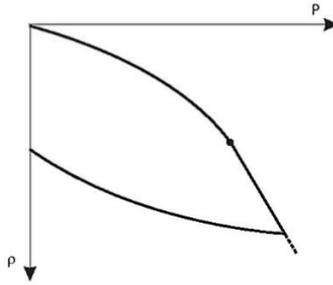
O carregamento é realizado por meio de macaco hidráulico contra o sistema de reação ou com o uso de cargueira das seguintes formas:

- Lento SML – *Slow Maintained Load test*;
- Rápido QML – *Quick Maintained Load test*;
- Misto;
- Em ciclos de carga e descarga e o de carregamento cíclico CLT – *Cyclic Load Test* e SCT – *Swedish Cyclic Test*;
- Com velocidade de recalque constante CRP – *Constant Rate of Penetration test*.

O objetivo do ensaio é obter a capacidade de carga interpretando a curva carga x recalque. A prova de carga levada até a ruptura é caracterizada por uma reta na curva carga x recalque, em que a carga[®] provoca recalques incessantes, chamada de ruptura nítida (Figura 4.10a), mas, em muitos casos, é impossível levar a prova de carga até a ruptura, mas podemos determinar a capacidade de carga (R) analisando o trecho do gráfico que apresenta deslocamentos tendendo ao infinito, sendo (R) a assíntota vertical obtida por métodos de extrapolação da curva carga x recalque (Figura 4.10b). Ainda podemos ter ensaios aumentando as cargas, os recalques aumentarão sem qualquer indício de ruptura até atingir a ruptura estrutural do elemento (Figura 4.10c).

Figura 4.10 | Interpretação da curva carga x recalque





(c) Sem ruptura nítida nem física

Fonte: Cintra *et al.* (2013, p. 72).

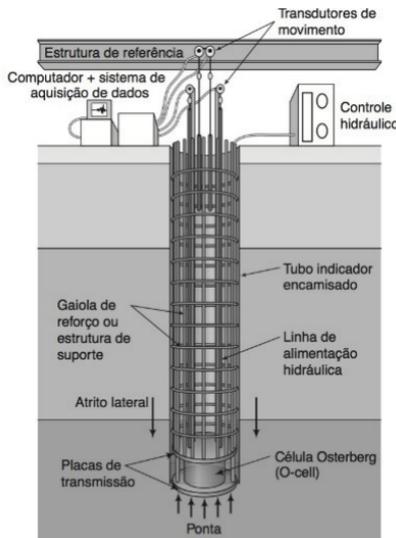


Assimile

A prova de carga estática é forma mais confiável de estimar a capacidade de carga dos elementos de fundação.

O uso de células estáticas descartáveis vem crescendo no Brasil, principalmente em obras com estacas de cargas elevadas que, para serem ensaiadas, demandariam sistemas de reação grandiosos. As células são instaladas na armadura das estacas, conforme a Figura 4.11, e quando acionadas faz a porção inferior reagir contra a porção superior da estaca gerando uma curva carga x recalque de topo e uma ponta.

Figura 4.11 | Prova de carga estática bidirecional



Fonte: Budhu (2017, p. 280).

Está claro que todos os ensaios apresentados são extremamente importantes para as obras com fundações em estacas, principalmente nas de médio e grande porte. A **prova de carga de projeto** é utilizada mundialmente para determinação da capacidade de carga, garantindo a segurança do estaqueamento e, muitas vezes, otimizando o projeto com fatores de segurança menores previstos pela NBR 6122 (ABNT, 2019), evitando o superdimensionamento. Ainda podemos usar a instrumentação, comumente com *strain gages* (extensômetros elétricos de resistência), que medem a deformação específica (ϵ) e pela Lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \epsilon$), sendo (E) o módulo de elasticidade e (σ) a tensão aplicada, usada para estimar as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta da estaca, determinando a evolução do atrito lateral ao longo da estaca.

Nas provas de carga de **verificação de desempenho** apenas a capacidade de carga é necessária, sem distinção de atrito lateral e resistência de ponta, pois trata-se de uma confirmação de que a capacidade de carga determinada pelos métodos semiempíricos é menor que a obtida no ensaio, confirmando a segurança do estaqueamento ou apontando a necessidade de reforço nas fundações.



Pesquise mais

No artigo “Estacas a toda prova” você conhecerá um pouco mais sobre provas de carga e ensaios de integridade, disponível em: <https://goo.gl/QQZdqV>. Acesso em: 16 dez. 2018.

Veja como os ensaios de carregamento dinâmico podem otimizar projetos e reduzir custos no artigo “Redimensionamento de fundação profunda após análise da carga admissível obtida em ensaio de carregamento dinâmico (PDA)”.

Com os conhecimentos adquiridos nesta aula você conseguirá fazer diferença na obra melhorando o desempenho das fundações e reduzindo custos.

Sem medo de errar

Na sua atuação como engenheiro civil geotécnico, você deverá responder ao seu cliente: Quais as vantagens técnicas e econômicas quando executamos provas de carga estáticas? Os ensaios deverão ser instrumentados? O que poderá ser adotado como verificação de desempenho?

Nas provas de carga estáticas de projeto as cargas de projeto são

“simuladas” no local da obra fornecendo a capacidade de carga e a evolução dos recalques, estes dados permitirão redimensionar as demais estacas da obra, podendo gerar redução de custos em serviços de escavação ou cravação e materiais. Mas podemos melhorar ainda mais os parâmetros de projeto executando provas de carga estática instrumentadas que fornecerá o desenvolvimento do atrito lateral ao longo da estaca.

Nos ensaios de carga de verificação de desempenho o objetivo será validar o que já está feito, apenas cumprindo as recomendações da norma, de estacas que foram calculadas por métodos com fatores de segurança maiores do que se tivessem sido calculadas com provas de carga de projeto.

Adotando os ensaios de projeto, basta verificar a integridade do material realizando PIT em todas as estacas da obra, garantindo a qualidade da concretagem.

Com esta análise, você deu um grande passo no projeto das fundações por estacas das edificações.

Avançando na prática

Ensaio de integridade em estacas

Descrição da situação-problema

Você está trabalhando na obra de um estádio onde serão executadas mais de mil estacas hélices contínuas e você como engenheiro do setor de qualidade está levantando os ensaios necessários para verificar a integridade das estacas. Você deverá apontar e descrever os possíveis ensaios para o setor de suprimentos iniciar a fase de orçamentos.

Resolução da situação-problema

Na sua pesquisa, foram levantados os ensaios PIT e Cross Hole como possíveis ensaios. O *Cross Hole Analyser* (CHA) consegue mapear a integridade do concreto aplicado por meio de tubos pré-instalados junto com a armadura. São utilizados sensor transmissor e receptor de onda sonora de alta frequência gerando leituras de variação de frequência entre um tudo e outro. A norma de referência para o ensaio é a ASTM D6760-08.

O PIT (*Pile Integrity Test*) consiste em posicionar um acelerômetro de alta sensibilidade no topo da estaca e na aplicação de golpes com martelo de mão. Os golpes irão gerar uma onda que percorrerá a estaca e sofrerá reflexões

quando encontrar a ponta da estaca ou se houver qualquer variação de área de seção, peso específico ou módulo de elasticidade.

Faça valer a pena

1. As provas de carga instrumentadas, utilizam comumente os *strain gages* (extensômetros elétricos de resistência) que medem a deformação específica (ε) e pela Lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$), sendo (E) o módulo de elasticidade e (σ) a tensão aplicada. Quais são os parâmetros esperados na instrumentação?

Assinale a alternativa correta.

- a) Carga de ruptura.
- b) Carga admissível.
- c) Resistência no estado limite último.
- d) Atrito lateral e resistência de ponta.
- e) Recalques.

2. A verificação de desempenho das estacas garante a segurança das obras e são previstas em norma para obras de média e grande porte.

Sobre o ensaio, analise as asserções abaixo:

O ensaio de carregamento dinâmico é realizado exclusivamente nas estacas cravadas.

PORQUE

Necessitam do bate-estacas ou martelo hidráulico para sua execução.

E em relação às asserções, assinale a alternativa correta.

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

3. A NBR 6122 prevê a execução de provas de carga em obras com mais de 100 elementos para a maioria dos tipos de estacas. E em uma obra composta por cinco edifícios comerciais e um edifício garagem foram executadas 7 provas de carga estáticas comuns para verificação de desempenho que ultrapassaram os recalques limites antes de alcançar 1,6 vezes a carga de trabalho.

Sobre as ações após os ensaios, assinale (V) para verdadeiro e (F) para falso.

- () Como as estacas não romperam, a obra está segura.
- () Estacas de reforço deverão ser executadas próximas às estacas ensaiadas.
- () A obra toda deverá ser reforçada com estacas adicionais.
- () As estacas ensaiadas deverão ser descartadas e não farão mais parte do estaqueamento da obra.

Assinale a alternativa correta.

- a) V - V - V - F
- b) V - F - V - F
- c) F - F - V - V
- d) F - V - F - V
- e) F - F - V - F

Dimensionamento de estacas

Diálogo aberto

Olá, aluno!

Atualmente, grande parte das obras brasileiras são executadas com solução de fundações em estacas, com tendências de cargas cada vez mais elevadas atendendo a demanda de edifícios cada vez maiores, como o One Tower, os Yachthouse Residence Club Torre 1 e 2 em Balneário Camboriú e as pontes com grandes vãos. O fato das diversas metodologias executivas apresentarem custos e capacidade de carga compatíveis a todos os portes de obra favorece a aplicação.

Você já avançou bastante no projeto das fundações dos edifícios do complexo residencial definindo a solução em estacas pré-moldadas circulares protendidas (vazadas) $\varnothing 33\text{ cm}$, com 12 m de comprimento e carga admissível igual a 37,5 tf.

A planta de locação dos pilares está sendo elaborada pelo engenheiro estrutural, mas ele lhe entregou as cargas dos pilares de 100 tf, 110 tf, 150 tf e 200 tf, para você determinar o número de estacas por pilar e desenhar os blocos em planta, isto o auxiliará no dimensionamento dos blocos de coroamento. Não esqueça de analisar o efeito de grupo das estacas.

Ao longo desta seção, verá que para desenvolver este e qualquer outro projeto de fundações em estacas, bem como otimizar a quantidade de equipamentos e ferramentas utilizados na execução, você precisará aprender não apenas o dimensionamento de uma estaca isolada, mas saber utilizar os grupos de duas ou mais estacas ligadas aos pilares pelos blocos de coroamento.

Você está indo bem e falta pouco para você finalizar o seu projeto de fundações em estacas!

Não pode faltar

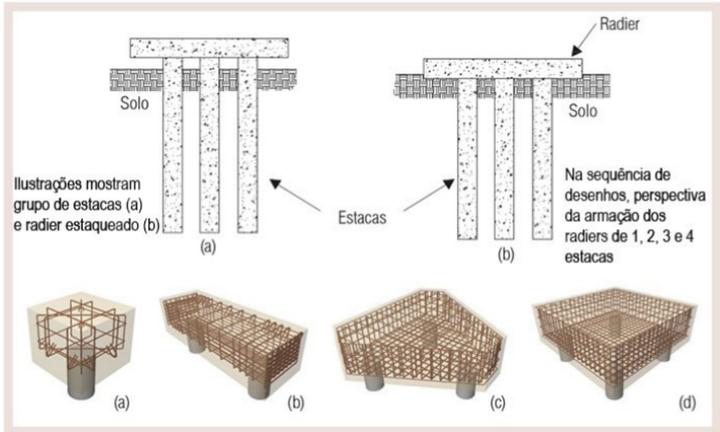
O dimensionamento das fundações em estacas difere-se dos demais tipos pela forma de transferência de carga para o solo, pelas inúmeras metodologias executivas e como os tubulões, podem ser utilizadas isoladas ou em grupos por meio de um bloco de ligação com os pilares, mais conhecido como bloco de coroamento. Na maior parte dos projetos, despreza-se a contribuição dos blocos de coroamento na resistência geotécnica.



Assimile

A diferença entre bloco de coroamento e radier estaqueado está no contato com o solo como podemos ver na Figura 4.12.

Figura 4.12 | Bloco de coroamento *versus* radier estaqueado



Fonte: Gallo Neto (2015, p. 11).

Para dimensionar uma estaca isolada você precisará obter as características e os parâmetros de resistência dos solos e conhecer amplamente as metodologias executivas para escolher o tipo mais adequado ao projeto e determinar a máxima profundidade de apoio que podemos obter na obra.

A máxima profundidade exequível ($L_{máx.}$) é obtida relacionando as sondagens aos limites operacionais dos equipamentos disponíveis na região. Desta forma, adotamos o comprimento das estacas de acordo com esta profundidade máxima e obtemos a capacidade de carga (R) por métodos semiempíricos e a carga admissível (P_{adm}) aplicando os fatores de segurança previstos na NBR 6122 (ABNT, 2019).

$$L_{máx.} \rightarrow R \rightarrow P_{adm} = \frac{R}{F_s}$$

Tendo sondagem, o tipo de estaca e a profundidade, determinamos o diâmetro ou os diâmetros e a quantidade de estacas que trabalharão para cada pilar, conforme os diâmetros usuais apresentados nas Tabelas 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10. Em obras de médio e grande porte é comum criarmos setores de acordo com as sondagens determinando profundidades diferentes por setor.

Tabela 4.7 | Diâmetros usuais de estacas

Estaca	Diâmetros (cm)
Madeira	20, 25, 30, 35 e 40
Pré-moldada vibrada quadrada	20x20, 25x25, 30x30 e 35x35
Pré-moldada vibrada circular	22, 29 e 33
Pré-moldada protendida circular	20, 25 e 33
Pré-moldada centrifugada (vazada)	20, 23, 26, 33, 38, 42, 50, 60 e 70
Broca	25 e 30
Escavada mecanicamente s/ lama	25, 30, 35, 40, 50, 60, 70, 80, 90 e 100
Hélice contínua	25, 30, 35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140 e 150
Hélice segmentada	25, 30, 35, 40, 50 e 60
Escavada c/ lama	70, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 230, 240 e 250

Fonte: elaborada pela autora.

Tabela 4.8 | Diâmetros nominais da estaca Strauss

Diâmetro do tubo de revestimento (cm)	Diâmetro nominal da estaca (cm)
22	25
28	32
32	38
35	42
40	45

Fonte: adaptada de ABEF (2012, p. 135).

Tabela 4.9 | Diâmetros nominais da estaca raiz

Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento (cm)	Diâmetro nominal da estaca (cm)
12,7	15
14,1	16
16,8	20
22,0	25
27,3	31
35,5	40
40,6	45

Fonte: adaptada de ABEF (2012, p. 175).

Tabela 4.10 | Valores usuais de V em função do diâmetro do tubo Franki

Diâmetro do tubo e nominal (cm)	Volume da base V (m ³)
35	0,18
40	0,27
45	0,36
52	0,45
60	0,60

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 13).

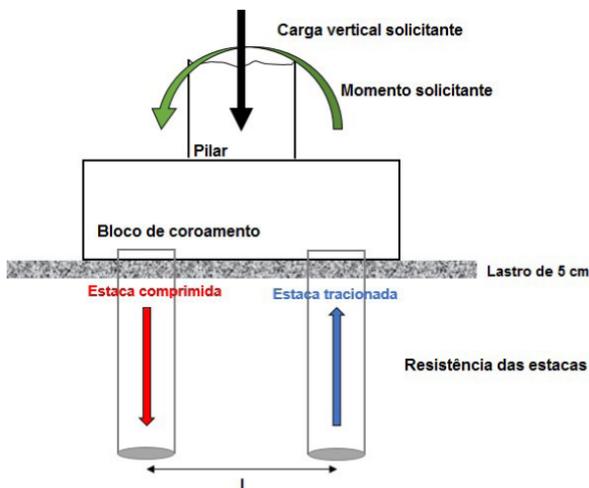


Refleta

Assim como a estaca Strauss, que é moldada in loco com deslocamento de solo, a estaca raiz, que é uma estaca injetada, apresentarão diâmetros acabados diferentes das dimensões das ferramentas de perfuração. Como isso é possível? Qual o impacto dessa diferença no dimensionamento?

Quando as cargas aplicadas pelo pilar são somente verticais, podemos adotar estacas isoladas para os pilares de menor carga e blocos, duas ou mais estacas para os pilares de maior carga. Mas quando temos momento além da carga vertical, como na Figura 4.13, adotamos blocos com duas ou mais estacas, pois poderão aparecer estacas tracionadas, buscando a melhor inércia para o estaqueamento.

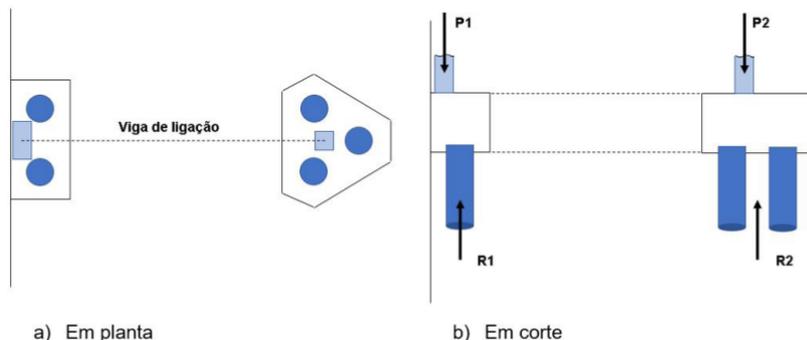
Figura 4.13 | Carga vertical e momento aplicado



Fonte: elaborada pela autora.

Em obras com pilares na divisa é comum adotarmos um grupo de estacas e viga de ligação para distribuir os efeitos causados pela excentricidade. A Figura 4.14 ilustra a situação do pilar 1 na divisa e o pilar 2 central.

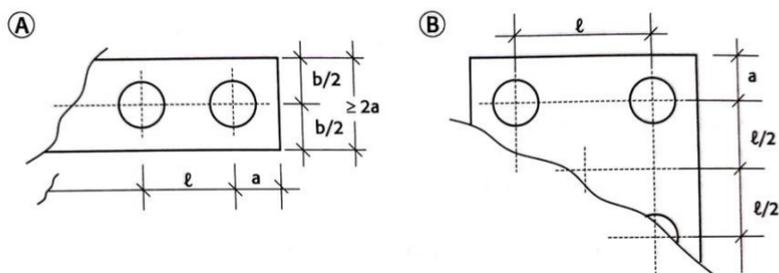
Figura 4.14 | Pilar de divisa com viga alavanca



Fonte: elaborada pela autora.

Sempre buscaremos obter o menor bloco possível, atendendo o espaçamento (l) recomendado entre eixos de estacas com diâmetro (\varnothing) de $2,5 \varnothing$ para as estacas cravadas e de $3,0 \varnothing$ para as estacas escavadas, respeitando o espaçamento mínimo entre estacas igual a 60 cm. A distância entre o centro da estaca e a borda do bloco (a) deverá ser a maior entre $(1,0 \text{ a } 1,5) \varnothing$ e $\left(\frac{\varnothing}{2} + 15 \text{ cm}\right)$. No caso de estacas alinhadas, a largura do bloco (b) deve ser no mínimo $2 \times a$, conforme a Figura 4.15.

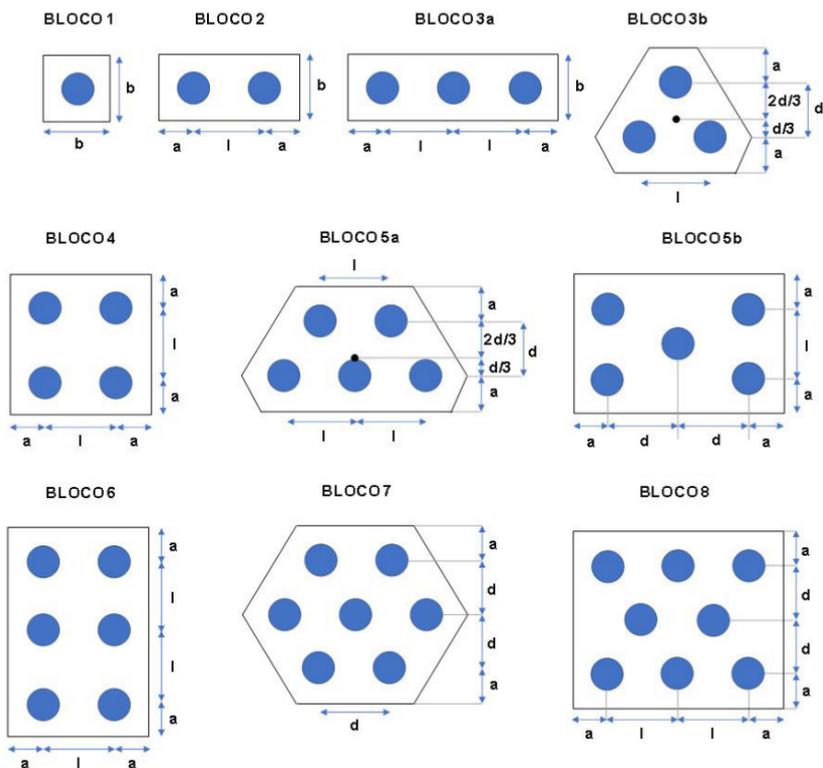
Figura 4.15 | Disposição de estacas (A) alinhadas e (B) em grupo



Fonte: Campos (2015, p. 386).

Nas edificações de médio e grande porte é comum termos blocos de três ou mais estacas distribuídas de forma a coincidir o centro geométrico do pilar com o centro geométrico do bloco e das estacas. Na Figura 4.16 temos blocos de 1 a 8 estacas em distribuições usuais, podendo ter outras configurações.

Figura 4.16 | Blocos típicos



$$d = \frac{l\sqrt{3}}{2}$$

Fonte: adaptada de Décourt (1998, p. 370).



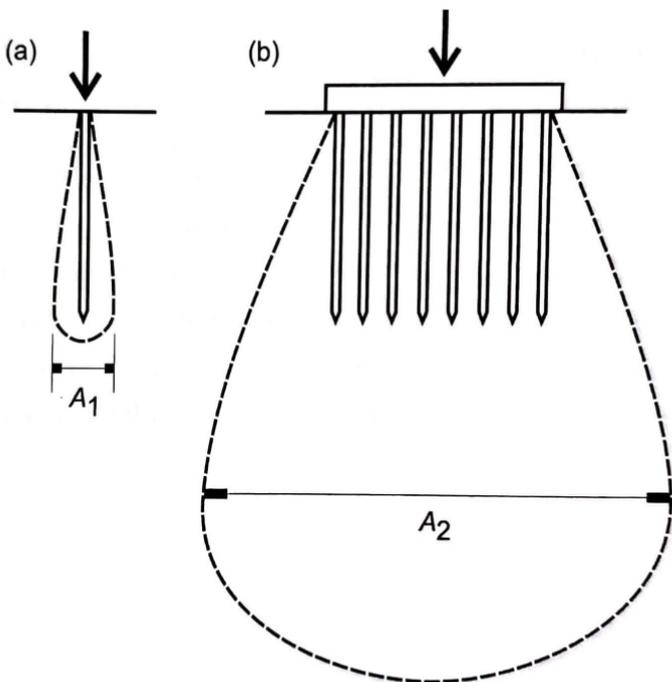
Pesquise mais

Veja os desafios enfrentados pela obra da ponte sobre o Rio Negro e como os engenheiros projetaram e executaram o bloco de coroamento dos apoios da ponte.

Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=6PU1ho9N7ow>. Acesso em: 8 jan. 2019.

O comportamento de uma estaca isolada é diferente quando esta mesma estaca está atuando em grupo. Esta diferença se dá pela interação do maciço de solo que envolve as estacas, por isso a disposição das estacas no bloco de coroamento e a distância entre elas irá influenciar na capacidade de carga e recalques do conjunto. É o que chamamos de efeito de grupo de estacas (Figura 4.17).

Figura 4.17 | Maciço de solo mobilizado pelo carregamento (a) de uma estaca isolada (b) de um grupo de estacas



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 381).

De acordo com Campo (2015), a capacidade do grupo de estacas dependerá da eficiência do grupo de estacas (e_g) obtida por $e_g = \frac{P_{rd,g}}{N_E \times P_{rd}}$ em que:

$P_{rd,g}$ - Carga resistente de projeto do grupo de estacas;

P_{rd} - Carga resistente de projeto da estaca;

N_E - Número de estacas no grupo.

Uma metodologia comum para estimar a eficiência do grupo de estacas é a proposta por Feld que prevê a perda de 1/16 de eficiência da estaca por cada estaca adjacente.



Exemplificando

No método de Feld você verá que a eficiência para a mesma quantidade de estacas, mas com disposição distinta, será diferente, como exemplificado para três estacas alinhadas (Figura 4.18) e três estacas em triângulo (Figura 4.19).

Figura 4.18 | Método de Feld para blocos de 3 estacas alinhadas



1 estacas com 2 adjacentes

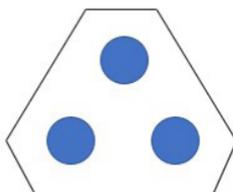
2 estacas com 1 adjacente

$$e_g = 1 - (2 \times 1/16 + 2/16)/3 = 0,9167 \text{ (91,67\%)}$$

Fonte: elaborada pela autora.

Observe que foi subtraído 1/16 de duas estacas e 2/16 de apenas 1 estaca, sendo a eficiência total a média ponderada.

Figura 4.19 | Método de Feld para blocos de 3 estacas em triângulo



2 estacas com 2 adjacentes

$$e_g = 1 - (3 \times 2/16)/3 = 0,875 \text{ (87,5\%)}$$

Fonte: elaborada pela autora.

Assim, finalizamos o estudo das fundações, mas você sabe que é uma área que exige dedicação contínua e acompanhamento *in loco* constante. A geotecnia não é uma ciência exata, não há um caminho sem tentativas e sua atuação deverá estar apoiada em curiosidade, conhecimento técnico e bom senso.

Sem medo de errar

O engenheiro calculista lhe entregou as cargas dos pilares de 100 tf, 110 tf, 150 tf e 200 tf, para você determinar o número de estacas por pilar e desenhar os blocos em planta. Você já havia definindo a solução em estacas pré-moldadas circulares protendidas (vazadas) $\varnothing 33 \text{ cm}$, com 12 m de comprimento e carga admissível igual à 37,5 tf.

Inicialmente, você deverá calcular o número de estacas por pilar.

Para os pilares de 100 tf:

$$N = \frac{100}{37,5} = 2,67 \sim 3 \text{ estacas}$$

$$e_g = 1 - (2 \times 1/16 + 1 \times 2/16) / 3 = 0,9167 = 91,67\%$$

$$N_E = \frac{P_{rd,g}}{P_{rd} \times e_g} = \frac{100}{37,5 \times 0,9167} = 2,9 \sim 3 \text{ estacas}$$

Para os pilares de 110 tf:

$$N = \frac{110}{37,5} = 2,9 \sim 3 \text{ estacas}$$

$$e_g = 1 - (2 \times 1/16 + 1 \times 2/16) / 3 = 0,9167 = 91,67\%$$

$$N_E = \frac{P_{rd,g}}{P_{rd} \times e_g} = \frac{110}{37,5 \times 0,9167} = 3,2 \sim 4 \text{ estacas}$$

Para os pilares de 150 tf:

$$N = \frac{150}{37,5} = 4 \text{ estacas}$$

$$e_g = 1 - (4 \times 3/16) / 4 = 0,8125 = 81,25\%$$

$$N_E = \frac{P_{rd,g}}{P_{rd} \times e_g} = \frac{150}{37,5 \times 0,8125} = 4,9 \sim 5 \text{ estacas}$$

Para os pilares de 200 tf:

$$N = \frac{200}{37,5} = 5,3 \sim 6 \text{ estacas}$$

$$e_g = 1 - (4 \times 3/16 + 2 \times 5/16) / 6 = 0,77 = 77\%$$

$$N_E = \frac{P_{rd,g}}{P_{rd} \times e_g} = \frac{200}{37,5 \times 0,77} = 6,92 \sim 7 \text{ estacas}$$

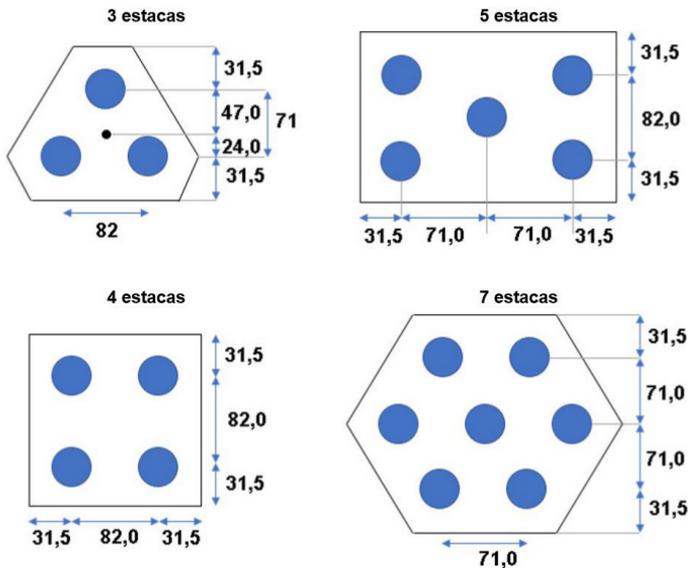
Está ok, já que o ideal é não ultrapassar 8 estacas nesse porte de obra.

Agora para desenhar os blocos em planta você precisa determinar os espaçamentos entre as estacas e entre a estaca e a borda do bloco, sendo:

Para estacas cravadas a distância de eixo a eixo das estacas é $l = 2,5\varnothing = 2,5 \times 33 \cong 82 \text{ cm}$ e conseqüentemente $d = \frac{l\sqrt{3}}{2} = \frac{82\sqrt{3}}{2} \cong 71 \text{ cm}$.

A distância entre o eixo da estaca da extremidade até a borda do bloco é $a = \frac{\varnothing}{2} + 15 = \frac{33}{2} + 15 = 31,5 \text{ cm}$.

Quadro 4.20 | Blocos em planta com medidas em centímetros



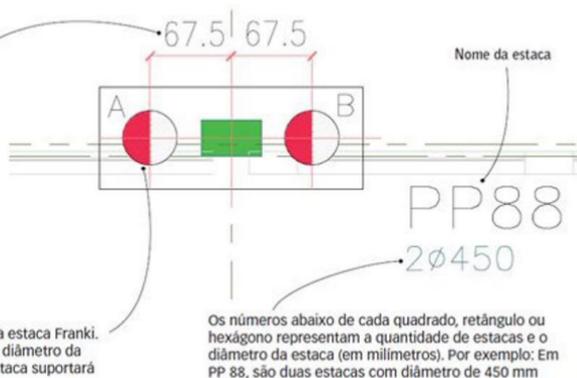
Fonte: elaborada pela autora.

Você poderá utilizar outras configurações para atender melhor às necessidades da obra.

Quando o calculista entregar a você a planta completa de pilares e cargas você poderá representar os blocos conforme a Figura 4.21.

Figura 4.21 | Representação do bloco de estacas em projeto

Os números acima de cada retângulo ou hexágono representam a distância precisa, em centímetros, entre o centro das estacas e o centro do bloco de concreto. Quanto maior o diâmetro da estaca, maior será a distância entre elas. Por exemplo, em PP 88, a distância entre as estacas é de 135 cm, sendo que cada uma está a 67,5 cm do centro do bloco de concreto



Cada círculo corresponde a uma estaca Franki. Quanto maior o círculo, maior o diâmetro da estaca e maior a carga que a estaca suportará

Fonte: Moreira (2013, [s.p.]).

Assim, o sucesso das fundações nessa obra estará garantido. Bom trabalho!

Avançando na prática

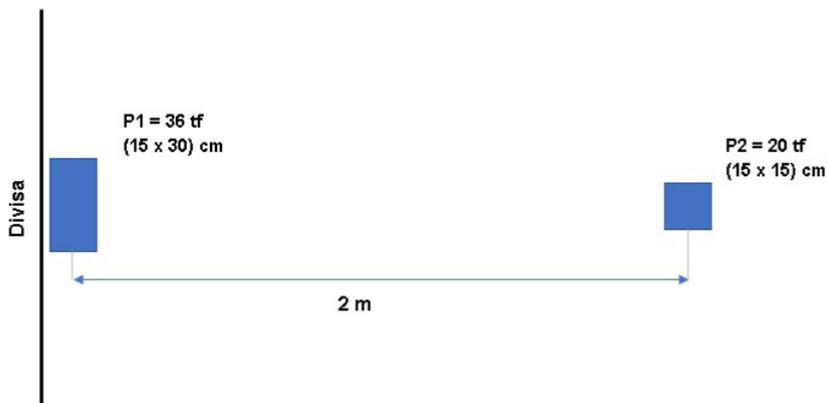
Dimensionamento de estacas de divisa

Descrição da situação-problema

Nenhum projeto será igual ao outro, no início da sua carreira você se deparará com situações novas todos os dias. Tanto que no novo projeto que você está trabalhando há pilares de divisa (Figura 4.22) e o código de obra da cidade não permite ultrapassar o limite do terreno mesmo com elementos enterrados. Você já havia definido que seriam estacas escavadas $\varnothing 50\text{ cm}$ com carga admissível de 33 tf (330 kN) e agora precisa determinar a melhor configuração para distribuição das cargas geradas pela excentricidade.

Lembrando que você ligou para a empresa que executa estacas escavadas e perguntou qual a distância mínima possível entre o muro da divisa e o centro do trado de escavação, eles responderam que seria 40 cm.

Figura 4.22 | Pilares P1 (de divisa) e P2 (central)



Fonte: elaborada pela autora.

Resolução da situação-problema

No projeto de fundações você deve sempre iniciar o dimensionamento pelos pilares de divisa, que neste caso é P1.

Dimensionamento do P1 adotando $N = 2$:

$$a \geq \begin{cases} \frac{\varnothing}{2} + 15 \text{ cm} = \frac{50}{2} + 15 = 40 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm (operacional)} \end{cases} \quad \therefore a = 40 \text{ cm}$$

Usando a mesma lógica para sapatas e tubulões de divisa podemos calcular a excentricidade por:

$e = a - \frac{b}{2} - f = 0,4 - \frac{0,15}{2} - 0,025 = 0,3 \text{ m}$ usando (f) da forma do pilar igual a 2,5 cm.

Fazendo a $\sum M_2 = 0$:

$$R1 = \frac{l \times P1}{l - e} = \frac{2 \times 360}{2 - 0,3} = 423,5 \text{ kN}$$

Para calcular o número de estacas no bloco, usar a resistência resultante R1:

$$N = \frac{423,5}{330} = 1,28 \sim 2 \text{ estacas}$$

$$e_g = 1 - (2 \times 1/16) / 2 = 0,937 = 93,7\%$$

$$N_E = \frac{R1}{P_{rd} \times e_g} = \frac{423,5}{330 \times 0,937} = 1,37 \sim 2 \text{ estacas}$$

Para o pilar P2:

$$\Delta P = R1 - P1 = 423,5 - 360 = 63,5 \text{ kN}$$

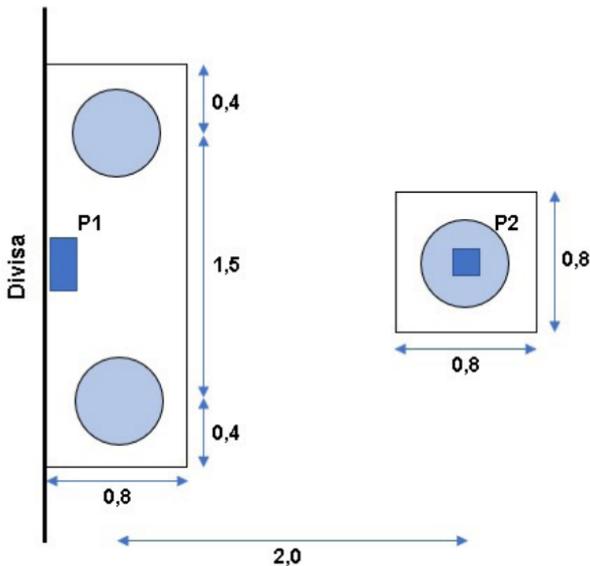
$$R2 = P2 - \frac{\Delta P}{2} = 200 - \frac{63,5}{2} = 168,25 \text{ kN}$$

$$N = \frac{168,25}{330} = 0,5 \sim 1 \text{ estaca}$$

Para representar os blocos das estacas escavadas (Figura 4.23):

$$l = 3\varnothing = 3 \times 50 = 150 \text{ cm} \text{ e } a = 40 \text{ cm}$$

Figura 4.23 | Representação dos blocos de estacas dos pilares P1 e P2 (medidas em metro)



Fonte: elaborada pela autora.

E assim você concluiu mais um desafio com êxito indicando a melhor disposição das estacas representada em planta.

1. O comportamento de uma estaca isolada é diferente quando esta mesma estaca está atuando em grupo. Esta diferença se dá pela interação do maciço de solo que envolve as estacas, por isso, a disposição das estacas no bloco de coroamento e a distância entre elas irá influenciar na _____ e _____ do conjunto.

Assinale a alternativa que preenche as lacunas corretamente.

- a) posição do pilar; altura do bloco.
- b) posição do pilar; recalques.
- c) capacidade de carga; recalques.
- d) capacidade de carga; tipo.
- e) eficiência; na carga solicitante.

2. O bloco de fundações e o bloco de coroamento são elementos com funções bem diferentes na engenharia de fundações. Desta forma, suas características também se diferem no que se refere na sua classificação na edificação, armadura e contato com o solo.

Neste contexto, assinale a alternativa que caracteriza corretamente o bloco de coroamento.

- a) Faz parte da infraestrutura, é confeccionado com concreto armado e há a necessidade de contato com o solo.
- b) Faz parte da infraestrutura, é confeccionado com concreto e há a necessidade de contato com o solo.
- c) Faz parte da mesoestrutura, é confeccionado com concreto armado e há a necessidade de contato com o solo.
- d) Faz parte da mesoestrutura, é confeccionado com concreto armado e não há a necessidade de contato com o solo.
- e) Faz parte da mesoestrutura, é confeccionado com concreto e não há a necessidade de contato com o solo.

3. Uma obra industrial será executada em estrutura pré-moldada e a fundação será em estacas hélices contínuas. Este tipo de obra é um quebra-cabeça a ser montado in loco e é comum termos além das cargas verticais, momentos provocados pela excentricidade e pela ação do vento.

Analise as asserções a seguir:

Neste caso adotamos grupos de estacas em vez de estacas isoladas.

PORQUE

As cargas nas estacas neste tipo de obra são predominantemente transversais.

E em relação às asserções, assinale a alternativa correta.

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições falsas.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **D6760 – 08: Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing**. USA: ASTM, 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA - ABEF. **Manual de execução de fundações e geotecnia: práticas recomendadas**. São Paulo: PINI, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.131: Estacas – prova de carga estática**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13.208: Estacas – ensaios de carregamento dinâmico**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CAMPOS, G. C. Estacas a toda prova. **Revista Técnica**, edição 95, 13 fev. 2005. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/95/artigo287359-1.aspx>. Acesso em: 13 dez. 2019.

CAMPOS, J. C. de. **Elementos de fundação em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. de H.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1996. p. 265-301.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 6, 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978, v. 1, p. 45-54.

GALLO NETO, C. Estudo analisa o uso de radiers estaqueados em solos tropicais. **Jornal da Unicamp**, Campinas, 24 a 30 ago. 2015, ano 2015, n. 634. Disponível em: <http://www.unicamp.br/unicamp/ju/634/estudo-analisa-o-uso-de-radiers-estaqueados-em-solos-tropicais>. Acesso em: 10 jan. 2018.

KORMANN, A. M. Ensaio de integridade estrutural – PIT. In: **Workshop: Controle de qualidade de fundações através de PDA e PIT. Provas de carga dinâmicas e verificação de integridade estrutural (PIT)**. São Paulo: ABMS e SindusCon-SP, 2002.

MOREIRA, B. Estacas Franki: Projeto deve indicar locação de estacas e comprimentos previstos de cravação. **Revista Construção Mercado - PINI**, São Paulo, edição 146, set. 2015. Disponível em: <http://construcomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/estacas-franki-projeto-deve-indicar-locacao-das-estacas-diametros-298944-1.aspx>. Acesso em: 11 jan. 2019.

PACOLLA, L. A *et al.* **Manual técnico: estacas pré-fabricadas de concreto**. São Paulo: ABCIC, 2008.

SOUZA, L. H. F.; GARCIA, L. P. Redimensionamento de fundação profunda após análise da carga admissível obtida em ensaio de carregamento dinâmico (PDA). **Revista de Engenharia e Tecnologia**, v. 6, n. 2, ago. 2014. Disponível em: <http://revistas2.uepg.br/index.php/ret/article/viewFile/11536/209209209511>. Acesso em: 16 dez. 2018.

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

ISBN 978-85-522-1402-1



9 788552 214021 >