FUNDAÇÕES
teoria e prática

3ª edição

editores:
Frederico Falconi
Celso N. Corrêa
Celso Orlando
Cristina Schimdt
William R. Antunes
Paulo J. Albuquerque
Waldemar Hachich
Sussumu Niyama

ABMS/ABEF

oficina de textos

FUNDAÇÕES
teoria e prática

3ª edição

editores

Frederico Falconi
Celso N. Corrêa
Celso Orlando
Cristina Schimdt
William R. Antunes
Paulo J. Albuquerque
Waldemar Hachich
Sussumu Niyama

Copyright © 2019 Oficina de Textos
2ª reimpressão 2019

Conselho editorial Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva; Doris C. C. Kowaltowski; José Galizia Tundisi; Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene; Rozely Ferreira dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano.

Capa Malu Vallim

Foto capa Escavações junto à parede diafragma. Milititsky, J. *Grandes escavações em perímetro urbano*. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

Projeto gráfico e diagramação d'AZ Editoração Eletrônica S/C Ltda e Granun Design

Impressão e acabamento Mundial gráfica

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Fundações: teoria e prática. -- 3. ed. --
São Paulo : Oficina de Textos, 2019.
Vários autores.
Vários organizadores.

Bibliografia.
ISBN 978-85-7975-330-5

1. Fundações (Engenharia).

19-26405 CDD-624.15

Índices para catálogo sistemático:
1. Fundações : Engenharia 624.15

Cibele Maria Dias - Bibliotecária - CRB-8/9427

Todos os direitos reservados à Editora **Oficina de Textos**
Rua Cubatão, 798
CEP 04013-003 São Paulo SP
tel. (11) 3085 7933
www.ofitexto.com.br
atend@ofitexto.com.br

APRESENTAÇÃO 3ª EDIÇÃO

Após 20 anos, era desejo de toda a comunidade geotécnica a revisão do livro. Sucesso editorial para um livro técnico com 800 páginas, o "Fundações – Teoria e Prática" se tornou referência em escolas, escritórios de projeto e no meio geotécnico.

Nas últimas duas décadas, a Engenharia de Fundações no Brasil evoluiu, se não em conceitos, em conhecimento e novas possibilidades. Grandes obras e uma indústria pujante trazendo novos, maiores e mais possantes equipamentos permitiram a evolução das estacas de fundações.

É difícil apresentar um livro que todos conhecem muito bem, porém, vamos tentar. Antes de tudo e antes de iniciar a consulta, recomendamos para quem ainda não o fez, a leitura do texto de apresentação das 1ª e 2ª edições.

Depois da 1ª edição lançada em 1996 e da 2ª em 1998, era inevitável que alguns "músicos" nos deixassem, e sentimos muito, outros não puderam participar, e também sentimos, porém, alguns nomes se juntaram aos remanescentes, e a terceira temporada, finalmente se desenhou.

Essa possibilidade surgiu após a editora mostrar a necessidade de modernizar os arquivos. Numa reunião, surgiu a pergunta: por que então não revisá-los e atualizá-los? Já que nesse período algumas normas foram revisadas, equipamentos foram modernizados e novas tecnologias incorporadas aos projetos e execuções de fundações , contenções e demais serviços da Engenharia Geotécnica?

Ideia lançada, mãos à obra. Reunimos alguns dos "maestros" das 1ª e 2ª edições e, a eles, juntaram-se mais alguns integrantes da atual diretoria do NRSP da ABMS para dar o apoio necessário e assim iniciarmos os trabalhos.

A primeira providência foi enviar convite a todos os autores para revisão e atualização dos seus capítulos. A maioria aceitou mais esse desafio e, como não se podia desperdiçar a oportunidade, novos assuntos e novos autores foram incorporados.

As datas foram fixadas, mas, como nas primeiras edições, foram várias vezes alteradas, até que todos enviaram seus novos textos, e os editores puderam iniciar as revisões finais.

Alguns capítulos não sofreram grandes alterações, seja por falta de novidades no assunto ou ainda por ser capítulo conceitual, sempre por decisão dos autores em concordância com editores, mas todos foram revisados, ajustando textos, fórmulas e gráficos.

O capítulo 3 - Ensaios Geotécnicos - foi atualizado com a inclusão de mais detalhes sobre outros ensaios e atualização dos anteriores. O capítulo 6 – Concepção de Obras de Fundação - foi revisto, e os capítulos de execução de fundações por estacas passaram por revisões. Chama a atenção o de hélice -contínua, estaca iniciante e incipiente à época da 1ª edição e hoje com notável desenvolvimento; estaca-raiz teve atualização significativa, além de Franki, pré-moldada de concreto e metálica com revisões pontuais. Os capítulos 13 e 14 – Obras e Projetos Contenções – foram totalmente revisados e substituiram os antigos Capítulos 13, 14 e 15 com a contribuição de novos e brilhantes colegas, além dos anteriores. Tornou-se mais objetivo e fácil de consultar. O novo capítulo 15 trata de Tirantes e foi atualizado com foco na recente revisão da norma de tirantes, em consulta pública.

Os capítulos 16 e 17 foram reescritos e rearranjados com novos e também ilustres colaboradores e tratam respectivamente de Tratamento de Solo e Reforço do Terreno. O 16 começa por drenos verticais de areia, drenos a vácuo, drenos fibroquímicos, passando *jet grouting* em todas as suas possibilidades, passando ainda por colunas de brita, colunas de brita encamisadas, *massive dry mixing* e *deep soil mixing*. O capítulo 17 trata de reforço de terreno com solo grampreado em áreas de corte e, em áreas de aterro com inclusões metálicas planas e com geossintéticos. Os capítulos 18, 19 e 20 foram revisados e atualizados.

Depois de toda revisão e entregue o trabalho para a editora, restavam formatação, diagramação e impressão, feitos com muito cuidado e esmero.

Com tudo isso, a obra ficou mais completa, mais harmônica, com mais instrumentos, apesar de ainda continuar sujeita a críticas, muito bem-vindas. Com certeza, uma 4ª temporada será necessária.

Agradecemos a todos os colaboradores, autores e àqueles que tornaram essa tarefa possível. Esperamos que os leitores aproveitem e, mais uma vez, encontrem pelo menos um assunto que lhes seja útil.

EDITORES
Outubro/2016

PREFÁCIO 3ª EDIÇÃO

É uma honra prefaciar a 3ª edição de um livro de tanto sucesso e tão útil aos seus leitores (engenheiros, estudantes, profissionais e outros) e ao mesmo tempo uma enorme responsabilidade principalmente quando o prefácio da 1ª edição foi escrito pelo saudoso e eminente professor, doutor Victor F. B. de Mello.

O livro apresenta nos capítulos iniciais os fundamentos da Mecânica dos Solos, ferramenta indispensável para aqueles que querem exercer uma boa Engenharia de Fundações, quer como Projetista quer como Executor, incluindo um excelente capítulo sobre propriedade dos solos (capítulo 2). O capítulo 3 apresenta vários tipos de investigações geotécnicas do tipo "in situ" dando ênfase aos ensaios mais utilizados no Brasil e mostra de forma detalhada as diversas correlações de seus resultados com os parâmetros geotécnicos mais usuais dos diversos tipos de solo.

As fundações ou infraestruturas tem por finalidade transmitir as cargas das superestruturas ao solo. Daí ser imperioso conhecer as características das superestruturas e suas limitações bem como as características dos solos, que são heterogêneos, e respondem às solicitações de diversas formas. O sucesso de uma fundação (projeto e execução) depende do conhecimento do comportamento dos solos, da mesma forma que o sucesso de um tratamento médico depende do conhecimento que o médico tem do seu paciente, da reação do paciente aos diversos medicamentos e intervenções, além da experiência médica obtida em casos anteriores ou no estudo de outros casos com uma correlação confiável com atual.

No capítulo 4 são apresentados princípios e modelos básicos de análise para que se possa dar um tratamento matemático principalmente às relações entre tensões deformações. É muito importante ter em mente que qualquer variação de tensão ocasiona uma deformação que, dependendo do tipo de estrutura, pode ser relevante.

No capítulo 5 são apresentados conceitos de segurança das fundações e escavações indicando a incerteza presente nos projetos e na execução das fundações e escavações, principalmente no que se refere a estimativa dos parâmetros de resistência média do solo. Trata também da conceituação e interpretação de provas de carga.

Do capítulo 6 ao capítulo 12 são apresentados os tipos de fundações. No capítulo 6 descreve-se os elementos necessários para o desenvolvimento de um bom projeto e execução tais como: projeto de arquitetura e projeto estrutural, natureza e intensidade dos carregamento, características e localização das camadas do subsolo, posição correta do N.A., disponibilidade de materiais, dados sobre construções vizinhas, topografia, localização, espaço disponível, restrições ao transito local, entre outros. Menciona a evolução dos equipamentos que impulsionou grande desenvolvimento às fundações profundas, em especial as perfuratrizes de estacas hélice contínua que hoje alcançam 35 metros de profundidade com até 1,50 m de diâmetro. Ressalte-se, entretanto, que em paredes-diafragma e estacas barretes os clamshells mecânicos pesados e bem operados, nada ficam a dever em qualidade aos clamshells hidráulicos.

O capítulo 7 apresenta a análise, projeto e execução de fundações rasas para os diversos tipos de fundação, tipos de carregamento, estimativa das tensões admissíveis (métodos teóricos, métodos semi-empíricos, provas de carga) e recalques (elástico, por adensamento, secundários).

O capítulo 8 trata da análise e projeto de dois distintos tipos de fundações profundas. Em estacas, procura determinar a capacidade de carga dos seus diversos tipos a partir da capacidade de carga da "estaca de referência" (estaca de deslocamento de concreto armado e secção circular). Analisa as diferenças provocadas na capacidade de carga pelas características, principalmente executivas, dos outros tipos de estacas. Em tubulões à céu aberto e pneumáticos apresenta e comenta vários métodos de cálculo e regras empíricas para prever a carga de trabalho e o recalque para os diversos tipos de solo.

O capítulo 9 versa sobre os diversos tipos de fundações profundas desde o processo executivo, e suas diversas fases, os equipamentos utilizados na execução de cada tipo de estaca, a mão de obra necessária, os problemas executivos, os boletins de controle, os dados para projeto e, por fim as vantagens e limitações de cada solução.

Porém, no item sobre tubulões, não faz referência às exigências das leis de segurança do trabalho que precisam ser atendidas principalmente quando se utiliza escavação manual, assunto tratado capítulo 6. Deve-se lembrar ao mesmo tempo, que obras como a 1ª pista da Rodovia dos Imigrantes jamais poderiam ser executadas com estacas escavadas mecanicamente sem causar enorme impacto ao meio ambiente, ao criar acessos nas encostas para equipamentos pesados de execução das estacas.

O capítulo 6 faz também menção ao uso de lamas poliméricas no lugar das lamas bentoníticas para contenção das paredes da escavação das estacas escavadas e paredes-diafragma durante todo o processo executivo, tornando os canteiros de obra

mais limpos e reduzindo o custo do descarte dos produtos de escavação.

Nas estacas hélices contínuas os dados fornecidos pelo computador de bordo são obtidos de maneira que merecem consideração à parte. O torque indicado é a pressão do óleo da bomba que aciona a cabeça de rotação. O volume de concreto é fornecido pelo número de pulsos por minuto da bomba de concreto e o volume de cada pulso depende das características de cada bomba. O volume de cada pulso é informado ao computador pelo operador ou pelo engenheiro em função do catálogo e do desgaste da bomba. O computador só registra o número de pulsos na concretagem da estaca. A pressão do concreto também não é medida na ponta do trado, mas na curva no alto da torre.

O capitulo 10 trata do comportamento das fundações sujeitas a solicitações dinâmicas, como no caso típico de fundações de máquinas e o capítulo 11 trata das fundações de estruturas off shore. O capítulo 12 discorre sobre reforço de fundações em virtude de mau desempenho ou de adequação das fundações a novas solicitações, devido a ampliação ou mudança de uso. Apresenta diversos tipos de soluções adotadas em obras indicando as condicionantes técnicas e econômicas para a escolha do reforço.

Os capítulos 13 e 14 apresentam de maneira ampla os diversos tipos de estruturas contenção. Esses capítulos foram revistos, organizados de maneira objetiva e clara apresentando todos os aspectos envolvidos na concepção, no projeto, na execução e no controle de obras de contenção.

O capítulo 15 é dedicado aos tirantes, peças de pequeno porte, que ancoradas em solo ou rocha são capazes de suportar cargas de tração elevadas. Abrange um pequeno histórico dos tirantes, principalmente no Brasil e apresenta os conceitos básicos de seu funcionamento, seus componentes típicos, as vantagens e limitações de seu emprego e modelos de cálculo. É bastante completo, pois apresenta as inúmeras aplicações, os tipos de tirantes classificados quanto à vida útil, quanto a situação de trabalho e quanto a constituição do elemento resistente. Informa detalhadamente como montar, perfurar, instalar, proteger (pintura anticorrosiva), colocar e fixar o tirante ao terreno através da injeção de cimento. Também explica a protensão e o controle executivo das diversas fases. Apresenta os ensaios exigidos (recebimento, aceitação, qualificação, fluência) e até o ensaio básico, que na prática atual não é exigido na maioria dos casos. A grande vantagem dos tirantes é que todos eles são testados e, caso não atinjam a carga de projeto, podem ser reinjetados e testados novamente.

Nos capítulos 16 e 17 são mostrados processos de reforço do terreno e tratamento do solo. Nesses capítulos são apresentadas diversas técnicas de reforço e melhoria do terreno. Jet Grouting, Solo Grampeado, Solo Reforçado e Geossintéticos. Sobre cada uma destas técnicas é apresentado um pequeno histórico e depois sobre cada tipo de reforço são apresentados aspectos técnicos e aplicação.

O capítulo trata dos diferentes tipos de "*colum jet*" (CCP, JG, CJG) e apresenta as considerações e diretrizes de projeto, dados geotécnicos necessários, os critérios para seleção do tipo de "*colum jet*", a dosagem típica das colunas, o número de rotações, pressão de bombeamento, velocidade de subida da haste e tipo de solos para formação da coluna. Apresenta também casos de aplicação indicando procedimento de cálculo e controles de execução.

Após pequeno histórico sobre o processo de solo grampeado é apresentado, de forma detalhada, o método construtivo desde a execução do chumbador mostrando a perfuração e injeção, a execução de drenos profundos e barbacãs, aplicação do concreto projetado com fibras de aço ou sobre telas metálicas. São apresentadas 60 obras executadas, todas em solo, que mostraram bom desempenho. Essa tabela é muito útil para um pré-dimensionamento, por método semiempírico, de um solo grampeado, pois mostra a altura e inclinação dos taludes, o tipo de solo, o método de cálculo, comprimento e espaçamento dos grampos. Os autores apresentam ainda casos de aplicação e comparação com outros sistemas.

Sobre o solo reforçado que se aplica na execução de aterros para encontro de pontes e viadutos, muros de contenção em rodovias e ferrovias, apresenta-se as características gerais, o comportamento das estruturas reforçadas, o dimensionamento, a escolha do tipo do material e outros fatores ligados ao projeto e execução de muros em solo reforçado inclusive no aspecto de corrosão e proteções necessárias.

São apresentados ainda os diversos tipos de geossintéticos: geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, geocompostos, geocélulas e outros, além de dados sobre os materiais poliméricos, pois o tipo de polimerização influencia na resistência mecânica, na resistência à temperatura, e na resistência ao ataque químico em ambientes agressivos. Para os engenheiros geotécnicos os tipos de polimerização são de pouco interesse, posto que são produtos industriais e devem trazer informações sobre a sua resistência mecânica, sua resistência à temperaturas e agentes agressivos e outras informações necessárias a elaboração do projeto e a execução da obra. Verifica-se que não se apresenta nenhuma indicação do comportamento de estruturas com geossintéticos sob condições de trabalho, mas pesquisas estão sendo desenvolvidas nesse sentido.

Ainda neste capítulo é apresentado o tratamento de solos moles com pré-carregamento para aumentar sua resistência e antecipar os recalques devido ao adensamento primário e secundário, através de um

sistema de drenagem vertical que diminui a distância de drenagem. Além da exposição da conceituação do uso de drenos verticais, bastante complexa, são apresentados os tipos de drenos verticais (drenos de areia e drenos pré-fabricados) suas vantagens e desvantagens, além da eficácia de cada um deles. Mostra-se também que o dimensionamento de um pré-carregamento para acelerar o adensamento de um depósito de solo mole exige um extenso programa de investigação de campo e de laboratório para determinar as características de permeabilidade e adensamento nos sentidos vertical e horizontal, a tensão de cisalhamento, bem como a relação tensão-deformação e uma avaliação das possíveis alterações destes parâmetros devido a instalação dos drenos. Neste aspecto o capítulo mostra as reais dificuldades do emprego otimizado e correto deste método, principalmente levando-se em conta o tempo necessário para que os efeitos do tratamento sejam alcançados.

Também é apresentado como processo para a melhoria dos solos a execução de uma malha de colunas granulares compactadas de areia ou brita que atuam como estacas. São indicados os diversos tipos de coluna encamisadas ou não, métodos executivos, princípios de projeto e análise e métodos de cálculo. Outro processo de melhoria de solos moles é o *Massive Dry Mix* conhecido entre nós como Stabtec. Consiste na mistura mecânica e monitorada de aglomerantes em pó com os solos moles saturados tais como argilas orgânicas, turfas solos dragados e outros para melhorar suas propriedades geotécnicas. Apresenta as vantagens desta nova técnica e mostra o processo executivo no campo e os equipamentos necessários. Um sistema de monitoramento instalado na cabine de comando da escavadeira informa em tempo real o desempenho do serviço. A definição e estabelecimento da dosagem do aglomerante que será utilizado no processo (à base de cimento, cal, fly ash, escória de alto forno ou fibras vegetais), depende de ensaios prévios.

Também se faz menção ao processo DSM (*Deep Soil Mixing*), desenvolvido por japoneses e suecos de forma independente, que consiste em misturar ao solo natural materiais com propriedades aglutinantes através de equipamentos capazes de penetrar no solo, injetar o ligante e mistura-lo ao solo original. É mostrado como planejar e projetar o DSM, a metodologia executiva do processo, úmido ou seco, os consumos típicos de cimento para os diversos tipos de solo e finalmente o controle da qualidade e a produtividade das colunas de DSM.

Os processos apresentados, MDM e DSM são novos e pouco utilizados no Brasil. Considerando que os solos brasileiros residuais diferem daqueles onde estes métodos foram utilizados é necessário que se os estudem mais profundamente coletando dados de obras executadas para se criar um histórico confiável desses processos.

Em Rebaixamento e Drenagem são apresentados os vários sistemas de rebaixamento do lençol freático e as investigações necessárias para se projetar e ter um rebaixamento eficiente. Trata do projeto das instalações dos sistemas (ponteiras, poços profundos com injetores, eletrosmose, drenos horizontais profundos) e do efeito do rebaixamento nas estruturas adjacentes.

No capítulo 19 são apresentadas várias técnicas de verificação do desempenho da fundação e suas interpretações, como provas de cargas estáticas (instrumentadas ou não), ensaios de carregamento dinâmicos e controle de recalques. Para que tal verificação seja útil é necessário que sejam fielmente seguidos os procedimentos executivos de acordo com o previsto em projeto e que os boletins de controle de cada elemento sejam preenchidos, expressando a execução da estaca (o boletim é a carteira de identidade do elemento de fundação). Um controle não confiável pode levar a condenação de uma fundação e exigir intervenções não necessárias e de alto custo.

A escolha da solução da fundação de um empreendimento passa pelo estudo das várias possibilidades considerando-se em conjunto o custo das soluções tecnicamente corretas. O custo das diversas soluções deve levar em consideração todos os componentes de uma fundação: mão de obra, materiais, equipamentos, tempo de execução, todos os fatores enfim. Para as firmas executoras o fator mais importante do custo é o tempo, pois normalmente os serviços são ofertados a preços unitários (m, m^2, m^3) fortemente afetados pelo tempo de execução.

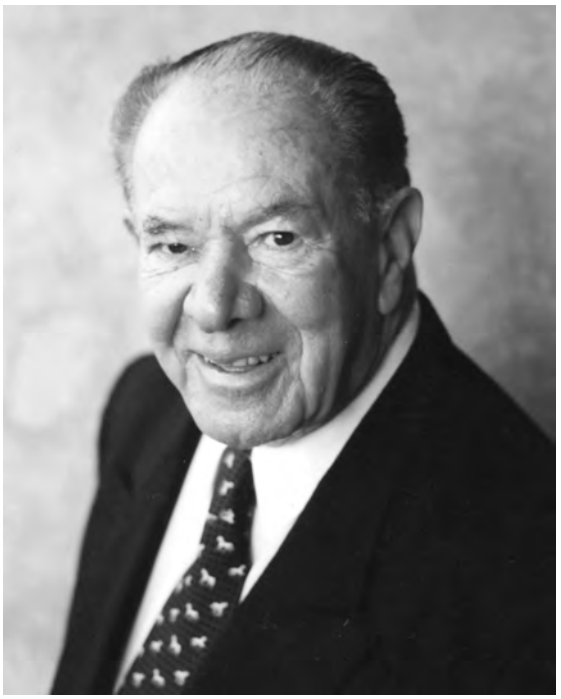
Engº José Luiz Saes

Esta magnífica obra de Engenharia de Fundações, que ora vem a lume, procurou reunir num único tratado, através das contribuições dos nossos maiores especialistas, o que de melhor se pratica no Brasil neste campo.

É, portanto, um marco da nossa Engenharia. Para propiciar a fruição de suas excepcionais qualidades, pelo meio técnico nacional e principalmente pelo meio universitário, fazia-se mister torná-la acessível ao público interessado. Pelo alentado da obra, bem poucos poderiam adquiri-la, a menos que houvesse um patrocinador que, por amor e dedicação à Engenharia, assumisse os ônus de sua impressão. Este benemérito surgiu na pessoa do Sr. Pelerson Soares Penido, diretor-presidente da Serveng Civilsan S/A Empresas Associadas de Engenharia, cujo perfil tentaremos esboçar a seguir:

A personalidade do Dr. Penido se define como a de um homem modesto, corajoso, empreendedor. Enfim, possui as qualidades de um líder. O seu lema de trabalho é sempre concreto e árduo, jamais utópico. Sempre transforma suas ideias em realizações. A sua força de líder, obstinado e autoconfiante, arrosta qualquer perigo quando se trata de defender o progresso.

A sua estrela sempre brilha e ilumina o caminho dos que o seguem. Mas o grande segredo do Dr. Penido, reside em sua larga experiência no campo da Engenharia. A esse respeito, ele relata estórias interessantíssimas de sua militância, desde a construção dos túneis para a Segurança Nacional e postos de observação dos fortes Jurubatuba, Santa Cruz e São João no Rio de Janeiro no tempo da Segunda Guerra Mundial, até a construção do Porto do Itaqui, no Maranhão, passando pela reforma da Escola Nacional de Engenharia e construção de seu anfiteatro, da capital de Goiás e da rodovia Anápolis-Tocantins, além de muitas outras.



Ampliou seu campo de ação e hoje também atua no setor imobiliário, no transporte de passageiros, por meio da Empresa de Ônibus Pássaro Marrom S/A, na pecuária e na comercialização de veículos. De 1964 a 1965 ocupou com competência o cargo de Secretário de Obras na Secretaria de Serviços e Obras Públicas do Governo do Estado de São Paulo. As pessoas que no futuro tiverem a felicidade de computar esta notável obra de Engenharia de Fundações certamente haverão de se lembrar que foi graças à benemerência de Pelerson Soares Penido, empresário emérito, que essa magnífica obra pôde ser amplamente divulgada.

APRESENTAÇÃO DA 2ª EDIÇÃO

Este livro é fruto de uma feliz combinação de idéias e estímulos das diretorias de duas associações: a ABMS, através do Núcleo Regional de São Paulo, e a ABEF.

Alguns de nós temíamos inicialmente que o empreendimento fosse por demais ambicioso. Afinal, ainda não existia no Brasil um livro completo de Fundações. Reunir as contribuições de muitos autores era como tentar reger uma orquestra cujos músicos estivessem espalhados pelo País. Para complicar, havia seis maestros...

Antes de mais nada, era necessário conseguir que os editores tivessem uma visão mais ou menos consensual do livro. Em diversas reuniões realizadas na sede da ABMS nacional os regentes conseguiram uniformizar razoavelmente sua visão da obra. O conteúdo deveria ser o estado-da-arte de concepção, análise, projeto, execução e monitoração de fundações no Brasil; seria um livro com um significativo apelo prático, sem perder de vista a base conceitual teórica. Quanto à forma, deveria ser um texto de referência bastante completo, mas suficientemente articulado para atender também a sua tão necessária utilização como livro didático.

O livro foi organizado em cinco partes e vinte capítulos. A primeira parte é uma síntese dos fundamentos da Mecânica dos Solos, indispensáveis ao exercício de uma boa Engenharia de Fundações. A segunda parte trata das fundações em todas as suas múltiplas facetas. Como obras de fundações são, em geral, acompanhadas de escavações e contenções, a elas foi dedicada a terceira parte. Da mesma forma, as obras complementares da quarta parte são por vezes indispensáveis para a execução das fundações. Finalmente, a quinta parte trata de um tema cada vez mais essencial para preservar a competitividade: a qualidade, seus requisitos e procedimentos.

A escolha dos músicos foi, talvez, a parte mais fácil da tarefa, visto que a capacitação disponível no País era até muito maior do que as possibilidades de acomodação no tamanho previsto para o livro. A preocupação de obter colaborações as mais significativas para a obra, viessem elas de onde viessem, levou ao convite a autores das mais diversas regiões, apesar das dificuldades logísticas. Ainda assim, desculpamo-nos pelas inevitáveis omissões.

Nossa preocupação com a qualidade das contribuições nos levou a formar uma orquestra de verdadeiros solistas (não, este não é um abominável trocadilho)! Nessas condições, é evidente que o maestro (maestros, no caso) tem que exercitar plenamente as suas — oxalá existentes! — habilidades no relacionamento humano, posto que os solistas são músicos muito mais graduados e experientes do que o próprio maestro. E este livro só foi possível graças à enorme colaboração dos 50 autores que emprestaram seu brilho, enorme talento e a indispensável transpiração para levar a bom termo a tarefa solicitada pelos editores.

Escolhidos os músicos, era necessário transmitir a cada um deles a sua partitura e uma idéia da partitura dos demais, bem como tentar estimular o contato direto entre eles para a troca de idéias sobre a interpretação da obra. Instruções mais ou menos pormenorizadas foram redigidas e diversas reuniões foram promovidas com grupos de autores, na tentativa de discutir com eles o tom da obra. A presença dos autores a essas reuniões foi significativa mas não total, exatamente devido às dificuldades logísticas e às limitações de ordem econômica.

Alguns autores, porém, entusiasmaram-se tanto com o empreendimento que até participaram de várias outras reuniões dos editores, oferecendo desinteressadamente a contribuição valiosa da sua experiência. A eles, os nossos agradecimentos.

Os prazos para entrega dos capítulos foram estabelecidos e começou o que seria o primeiro ensaio. Pretendia-se então que um segundo, tão extenso quanto o primeiro e fundamentado nos resultados deste, ajudasse a eliminar eventuais dissonâncias, descompassos e, se possível, permitisse até mesmo compatibilizar nuances subjetivas de interpretação.

Alguns poucos autores cumpriram os prazos à risca. Muitos se atrasaram um pouco. Alguns se atrasaram muito! Estávamos preparados para essa situação e procuramos gerenciá-la de forma flexível, pois bem sabíamos que as contribuições dos autores eram fruto exclusivo da sua boa vontade, e que a responsabilidade da obra os obrigava a significativos sacrifícios da sua rotina de trabalho ou de lazer.

Adiamos ao máximo o final da primeira etapa e, em conseqüência, fomos forçados a reduzir ao mínimo indispensável a revisão compatibilizadora dos consultores da Comissão Editorial. Estávamos cientes de que isso redundaria em um certo prejuízo para a unidade da obra e para a articulação dos diversos capítulos.

Autores que haviam cumprido os prazos foram forçados a esperar muito até obterem alguma manifestação da Comissão Editorial, que tinha que aguardar a entrega das demais contribuições para tentar promover uma melhor integração. Foi-lhes solicitado, em seguida, que promovessem as alterações sugeridas pela Comissão Editorial em prazo extremamente exíguo. Em todas as circunstâncias contamos com notável empenho e espírito de colaboração. Se às vezes divergimos deles em algum "pianissimo" ou "staccato", curvamo-nos em geral ao seu virtuosismo.

A obra começava a soar de forma agradável, mas acima de tudo era indispensável encontrar quem patrocinasse a primeira temporada. Afortunadamente, encontramos um mecenas que, com espírito nobre e grande desprendimento, percebendo o enorme valor do projeto para o meio técnico e para a Engenharia Geotécnica nacional, do alto dos seus quase 80 anos, mais de 50 dedicados à Engenharia, assumiu o patrocínio. A ele, nosso reconhecimento.

A editora responsável pela publicação do livro, a casa de espetáculos da primeira temporada, foi escolhida, além dos critérios econômicos, pela sua tradição na área de Engenharia Civil e pelas conseqüentes vantagens oferecidas para a ampla divulgação da obra no meio técnico. Também ela se desdobrou para criar as melhores condições possíveis dentro do exíguo tempo que lhe foi atribuído.

O lançamento da primeira edição do livro, durante o III Seminário de Fundações Especiais (SEFE III), foi talvez a primeira ocasião, durante todo o processo de criação, em que foi possível reunir a quase totalidade dos autores. Um deles, nosso querido e respeitado Carmo Yassuda, um dos solistas de primeiríssima grandeza dessa nossa orquestra, já não pode estar conosco. Nossas saudades!

Estamos certos de que cada um dos leitores (profissionais, acadêmicos, estudantes) encontrará nesta obra no mínimo alguns capítulos que lhe serão extremamente úteis e reveladores. Esperamos que essas qualidades individuais o ajudem a relevar uma ou outra falha na harmonia do conjunto.

São Paulo, novembro de 1996.

Os editores

Observação: as opiniões externadas, nesta data, em cada capítulo ou item, são de responsabilidade exclusiva dos respectivos autores, não refletindo necessariamente a posição do Núcleo Regional de São Paulo da ABMS ou da ABEF.

PREFÁCIO DA 2ª EDIÇÃO

Prefaciar um livro de iniciativa tão corajosa e valiosa constitui um desafio, de tão grave responsabilidade quanto desejadamente útil seja a obra.

Relatar e registrar com crítica construtiva um passado, um acervo tão grande, é indispensável; mormente num País-continente, jovem, incumbido de incorporar a solos geologicamente muito diferentes os ensinamentos convencionais teórico-práticos de outras geografias físicas e de idealizações acadêmicas. A falta de um Livro Texto minimamente ajustado e adequado às necessidades locais foi-se agravando de postergação em postergação, enquanto as pressões imediatistas de construção foram sendo atendidas. Parece chegada uma hora propícia.

Não há Presente confortável nem Futuro fecundo sem conhecimento e reconhecimento respeitoso das lições do Passado. Por outro lado, é necessário enfatizar os males e riscos de uma consignação estática, numa condição de dinâmica acelerada de revisões e avanços por todo lado.

Existe porventura alguma lacuna na Teorização aplicável a Fundações? Existiria porventura uma Teoria de Fundações que viesse a ser diferente e particularizada para o Brasil, que não seja diretamente a mesma de todo o mundo? Não. Portanto, a lacuna de uma nova, renovada, síntese da Teoria de Fundações é mundial, internacional, devido ao acelerado acúmulo de incrementos de informações provido pelas incontáveis publicações de artigos técnicos. A lacuna peculiar ao Brasil neste aspecto é liminar, da inexistência de um bom livro de texto, em síntese crítica abrangente e em nosso idioma.

E quanto às Práticas empregadas e em emprego atual no Brasil? Quanto ao registro de obras-tipo e obras notórias (Case Histories), frisemos... bom, necessário, fácil! Resguardemo-nos, porém, da tendência de gerar conceituação de que o que foi feito certo... podendo ser (e tendendo a ser) conservativo; portanto, não no nível mais econômico e no limiar aceitável da eventual impunidade.

Qual, então, a principal lacuna? A mesma que se registra em todo o mundo de vanguarda, e provavelmente em condição particularizada agravada entre nós. A questão crucial é da INCOMPETÊNCIA DOS ENSAIOS, ÍNDICES E PARÂMETROS, ACOPLADOS ÀS TEORIAS, DE FACULTAREM APRIMORAR AS MÉDIAS E DISPERSÕES DAS PREVISÕES/COMPORTAMENTOS (Prediction vs. Performance). Isto está sendo frustrantemente observado em todo o mundo; e quiçá se descobriria persistir até mais fracativamente entre nós?

Fomos obrigados a aceitar como temporariamente validáveis para uso, deterministicamente, todo um conjunto de pseudoverdades nominais de primeiro grau de aproximação, geradas principalmente nos notáveis centros acadêmicos de Boston, Londres e Escandinávia. Fomos sabiamente educados a acatá-las e usá-las com fé e fidelidade... até que pudessem ser revistas, mediante dados aprimorados das realidades em observação. Não tivemos condições de estímulo e apoio para questioná-las, revê-las, aprimorá-las, salvo por iniciativas individuais e esporádicas.

Temos que rever duplamente: e por que não de uma só vez, aceitando simultaneamente o DESAFIO de base de gerarmos nossos próprios ensaios e índices? Por que continuaremos a ajustar nossa prática à prática desajustada dos outros? temos proporcionalmente muito maior aversão a ensaios físicos, de campo e de laboratório, em lugar de manipulações computacionais da servilidade do computador e programa

Interessante seria acrescentar dois capítulos, nos quais retrataríamos:

(a) em Teoria, o que teria sido adotado se o presente livro estivesse sendo escrito há 20 anos, em 1975, e há 40 anos, em 1955 (respectivamente próximos a cada geração engenheiranda);

(b) em Parâmetros empregados (médias e dispersões) que avanços teriam sido consignados e comprovados;

(c) em Prática, que equipamentos e tecnologias teriam diferenciadamente constado nos mesmos decursos de anos. O que avançou mais? Não é na falta de avanço colateral que a profissão se ressente da maior lacuna atual?

Estamos no limiar de um novo surto de entrada de equipamentos, técnicas etc... da mercadologia globalizada intensa, que em parte despreza e suprime identidades autóctones. Quais é que realmente nos serão úteis? Quanto custearemos até descobrir a real utilidade prática? São tantas as desvantagens de estarmos retardados, que temos que duplicar esforços no sentido de acertarmos no atalho curto. Fazem-me lembrar como bem pertinentes, para qualquer início, os comentários de Terzaghi (cf. INTERNAL REPORT do Norwegian Geotechnical Institute: Terzaghi's period in Turkey 1916-25) "The inventory of my laboratory included only an empty cigar box, some kitchen ware of the college, and some ancient druggist tools that I had bought at the Bazaar". "All the essential conclusions arrived through my modest tests were confirmed, the proof for the old fact that the SUCCESS OF A RESEARCH (theoretical) IS NOT DUE TO THE PERFECTION OF THE TESTING EQUIPMENT BUT IT RATHER DEPENDS ON THE TRUE MERIT OF THE GUIDING IDEA". Em relacionando às enormes lacunas com que ele se defrontou em Istambul com o colapso da Turquia em 1917-18, até 1924, das três VANTAGENS que ele ressalta no meio das vicissitudes, cabe ressaltar "Thirdly, I had the shortage of available means and I was compelled to experiment merely with the remedy of brain work forcing through difficulties... the simple and inexpensive apparatus served so much better for my purpose, for I could try several attempts without much loos of time and money... When one starts already with a complicated, expensive apparatus, HE IS SLAVE of his instrument".

Finalmente cabe conclamar à prudência com relação ao limiar da nova era. Constitucionalmente imposta, relativa a Normas e Códigos: para todo um CONTINENTE, maior e internamente mais diferenciado do que toda a Europa... que agora, após 16 anos de discussão e concessões, procura se reger por um código comum, composto por códigos gerados e experimentados separadamente! Por um lado, só cabe louvar os primeiros passos, há quarentena de anos, da introdução traduzida (quase que só dos EUA) das principais Normas e Regulamentações. Por outro lado, lembremo-nos que o louvável entusiasmo e energia da juventude idealista e conscienciosa não apaga o fato de que éramos nós mesmos, aqueles jovens, muito menos experientes. Nas revisões ulteriores sucessivas, em que grau, e de que forma, chegaram a ser incorporados os dados (estatísticos) de NOSSA EXPERIÊNCIA, para ungir, com respingos de amadurecimento específico, nosso próprio esforço corajoso ultrapassado? Resguardemo-nos do ciclo vicioso previsível de sermos confrontados por leigos com nossos próprios conhecimentos sempre insuficientemente certos perante o progresso.

Coragem, determinação e humildade! Cumprimento a iniciativa, nossas Associações Profissionais e os autores, ilustres e esforçados na tarefa sempre aprontada para ser sacrificada no afã de bem servir.

ÍNDICE

INTRODUÇÃO

1 HISTÓRIA DAS FUNDAÇÕES | 15
ANTONIO DIAS FERRAZ NÁPOLES NETO (IN MEMORIAN)
MILTON VARGAS (IN MEMORIAN)
ALBERTO S. F. J. SAYÃO
BERNADETE R. DANZIGER
ANA LAURA L. S. NUNES
FERNANDO E. BARATA

2 PROPRIEDADES DOS SOLOS | 55
CARLOS DE SOUSA PINTO

3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS | 121
ARTHUR RODRIGUES QUARESMA
LUCIANO DÉCOURT
ARTUR RODRIGUES QUARESMA FILHO
MÁRCIO DE SOUZA S. DE ALMEIDA
FERNANDO DANZIGER

4 PRINCÍPIOS E MODELOS BÁSICOS DE ANÁLISE | 167
DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO (IN MEMORIAN)
PAULO EDUARDO LIMA DE SANTA MARIA
FRANCISCO DE REZENDE LOPES

5 ASPECTOS CONCEITUAIS DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES E ESCAVAÇÕES | 203
WALDEMAR HACHICH

FUNDAÇÕES

6 CONCEPÇÃO DE OBRAS DE FUNDAÇÕES | 215
FREDERICO F. FALCONI
SUSSUMU NIYAMA
CELSO ORLANDO

7 ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES RASAS | 225
ALBERTO HENRIQUES TEIXEIRA
NELSON SILVEIRA DE GODOY

8 ANÁLISE E PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS | 263
8.1 ESTACAS | 263
LUCIANO DÉCOURT
8.2 TUBULÕES E CAIXÕES | 297
JOSÉ HENRIQUE ALBIERO
JOSÉ CARLOS ÂNGELO CINTRA

9 EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS | 323
9.1 ESTACAS MOLDADAS "IN LOCO" | 323
9.1.1 ESTACAS TIPO FRANKI | 323
CLÓVIS MARIO MOREIRA MAIA
9.1.2 ESTACAS ESCAVADAS SEM LAMA BENTONÍTICA | 333
FREDERICO F. FALCONI
NÉLIO DESCIO FÍGARO (IN MEMORIAN)
JOÃO MATHIAS DE SOUZA FILHO
9.1.3 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E HÉLICE DE DESLOCAMENTO | 341
WILLIAM ROBERTO ANTUNES
HÉLVIO TAROZZO
9.1.4 ESTACAS ESCAVADAS COM LAMA BENTONÍTICA | 349
JOSÉ LUIZ SAES
9.1.5 ESTACAS RAIZ E ESCAVADAS COM INJEÇÃO OU MICROESTACAS | 362
URBANO RODRIGUEZ ALONSO
9.2 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS | 372
URBANO RODRIGUEZ ALONSO
9.3 TUBULÕES | 404
URBANO RODRIGUEZ ALONSO
SIGMUNDO GOLOMBEK

10 FUNDAÇÕES SUJEITAS A ESFORÇOS DINÂMICOS | 415
JOSÉ MARIA DE CAMARGO BARROS
WALDEMAR HACHICH

11 FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS "OFFSHORE" | 449
JAYME RICARDO DE MELLO
FRANCIS BOGOSSIAN

12 REFORÇO DE FUNDAÇÕES | 477
MAURI GOTLIEB
JAIME DE AZEVEDO GUSMÃO FILHO (IN MEMORIAN)

CONTENÇÕES

13 OBRAS DE CONTENÇÃO | 499
JARBAS MILITITSKY
STELVIO M. T. RANZINI (IN MEMORIAN)
ANDRÉ JUM YASSUDA
ARMANDO NEGREIRO CAPUTO (IN MEMORIAN)
ARSENIO NEGRO JR.
JOSÉ LUIZ SAES

14 PROJETOS DE CONTENÇÃO | 529
ARSENIO NEGRO JR.
CARLOS EDUARDO MOREIRA MAFFEI
ARGIMIRO ALVAREZ FERREIRA
JAIME DOMINGOS MARZIONNA
FERNANDO REBOUÇAS STUCCHI
JARBAS MILITITSKY
LUIS EDUARDO SÓZIO

15 TIRANTES | 595
PAULO HENRIQUE VIEIRA DIAS
CARMO T. YASSUDA (IN MEMORIAN)

OBRAS COMPLEMENTARES

16 REFORÇO DO TERRENO | 641
MAURÍCIO ABRAMENTO
MAURICIO ERLICH
ALBERTO CASATI ZIRLIS

17 TRATAMENTO DE SOLO | 685
LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO
AKIRA KOSHIMA
MARIO VICENTE RICCIO FILHO
MÁRCIO DE SOUZA S. DE ALMEIDA
PEDRO PAULO GOUVEIA FILHO

18 REBAIXAMENTO E DRENAGEM | 721
IVAN GRANDIS

QUALIDADE

19 REQUISITOS DA QUALIDADE DAS FUNDAÇÕES | 741
CLAUDIO MICHAEL WOLLE
VERA FERNANDES HACHICH

20 VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO | 771
SUSSUMU NIYAMA
NELSON AOKI
PAULO ROBERTO CHAMECKI

OS AUTORES

SOBRE OS AUTORES | 801

CAPÍTUL0 1 HISTÓRIA DAS FUNDAÇÕES

1.B HISTÓRIA DA ENGENHARIA DAS FUNDAÇÕES NO BRASIL

1.8 INTRODUÇÃO DA ENGENHARIA DAS FUNDAÇÕES NO BRASIL

Na primeira edição deste livro (1996), Milton Vargas apresentou um complemento ao texto anterior de Napoles Neto, com uma síntese histórica sobre a evolução da Engenharia de Fundações no Brasil. Na presente versão, atendendo aos objetivos indicados pela ABEF e ABMS, os autores fizeram apenas uma singela atualização do conteúdo original, para incluir aspectos importantes praticados na Engenharia Geotécnica do Brasil, com destaque para as décadas posteriores à primeira edição deste livro.

Segundo Katinsky (1994), durante a época colonial, havia três tipos de construções no Brasil:

1) Construções para a indústria de exportação do açúcar, com obras relacionadas às precárias instalações portuárias: resumiam-se a plataformas, onde atracavam pequenas embarcações a remo, para transferir a carga aos navios maiores, fundeados ao largo;

2) Construções para a continuidade administrativa e social da Colônia, com obras de quartéis, fortalezas militares, cadeias e edifícios públicos, construídos ao longo do litoral, e nas fronteiras com as colônias espanholas. Foram incluídas nesta classe também as igrejas, mosteiros e conventos, pois, dizia Katinsky, a Igreja era o braço ideológico da Coroa portuguesa;

3) Construções para as necessidades internas, reunindo as obras "civis", com moradias de ricos e pobres, prédios de comércio, armazéns e moinhos, inclusive igrejas mais simples, que não eram sujeitas à aprovação superior. Nesses edifícios dominavam as técnicas locais de taipas, pau-a-pique, e pilão.

Segundo Katinsky, o jesuíta italiano Antonil, em sua obra clássica "Cultura e Opulência do Brasil", publicada em Lisboa, 1711, descrevia os edifícios principais dos engenhos de açúcar com as seguintes palavras: "Nos engenhos maiores, os galpões, geralmente retangulares, eram construídos com pilares de tijolos queimados, onde se abrigavam, em níveis escalonados, a moenda (moinho), as fornalhas e as formas de purgar".

Sobre as fundações dessas obras pouco se sabe, além da tradição dos alicerces comuns, formados por pedras socadas em valas escavadas ao longo das paredes (Vargas, 2002). O trabalho de Katinsky (1994) inclui um desenho de uma estrutura de madeira em gaiola, com paredes preenchidas com taipas, e fundadas sobre curiosas sapatas sob os pilares.

Um relato sobre a técnica das construções das edificações durante o período colonial seria, entretanto, publicado pelo monge beneditino Dom Clemente da Silva Nigra, em 1950, com a biografia do Frei Bernardo de São Bento, arquiteto renascentista, acompanhada do texto "Declarações de obras", redigido em 1684 para a construção do Mosteiro de São Bento no Rio de Janeiro. O item 64 deste documento detalha as normas para construir o alicerce, com altura suficiente para achar "terreno com dureza suficiente". O texto diz que Frei Bernardo já vira no Rio de Janeiro casas fundadas em areia, a "cinco palmos de profundidade", mas só se poderiam admitir quando "construídas em terrenos comuns, onde não há água".

Vargas (2002) segue com outras considerações do frei arquiteto, referindo-se a uma figura anexa ao texto, onde se mostra a fundação de uma parede sobre um terreno inclinado (ou "barranqueira"), tendo a sapata em a base escalonada em degraus. É interessante que Frei Bernardo acrescenta uma nota para alertar que a escala da figura exagera a escarpa.

Uma das obras estudadas pelo Frei arquiteto é o tratado "Arquitetura" de Sebastian Serlio, um arquiteto renascentista italiano, sugerindo assim que os métodos construtivos da época da Colônia decorriam da arquitetura romana de Vitrúvio, citada no item 1.3. Frei Bernardo destaca o livro póstumo "Methodo Lusitano" (Figura 1.18), do engenheiro português Luís Serrão Pimentel (1613–1679), famoso projetista de fortalezas, fortificações, e obras da arquitetura militar, muitas das quais no Brasil. O livro, publicado em Lisboa em 1680, um ano após sua morte, contém uma forte base matemática, com desenhos e manuscritos preparados ainda em vida. Um exemplar desse livro histórico está arquivado no Real Gabinete Português de Leitura no Rio de Janeiro.

Fig. 1.18 - Ilustração do livro de Luís Serrão Pimentel (fonte: Wikipédia)

1.9 AS PRIMEIRAS ATIVIDADES GEOTÉCNICAS

Em 1808, com a chegada da corte portuguesa ao Rio de Janeiro, são fundados museus, jardins botânicos, bibliotecas e escolas de ensino superior. Tem início, então, a formação de profissionais no Brasil com instrução baseada em ciências. A engenharia civil e, com ela, as técnicas de construção e fundações de estruturas, era lecionada na Academia Militar.

Somente em 1845 surge o ensino específico de Engenharia Civil, na Escola Central, independente da Militar. Essa separação consolida-se com a criação da Escola Politécnica do Rio de Janeiro, em 1874, e da Escola de Minas em Ouro Preto, em 1876. Já no programa anexo ao decreto de criação da Escola Politécnica, as fundações deveriam ser abordadas no 10 ano do curso dos engenheiros civis, na disciplina "Estudo dos Materiais de Construção e sua Resistência, Tecnologia das Profissões Elementares, e Arquitetura Civil". Com o tempo, essa cadeira deu origem às disciplinas de Construção e de Grandes Estruturas, as quais depois evoluíram para as atuais Mecânica dos Solos e Fundações.

No século XIX, surgiu um grande interesse pelos estudos geológicos, principalmente em função da presença de minerais valiosos no Brasil. Prova desse interesse foi a publicação de dois livros: "Viagem mineralógica na Província de São Paulo", de autoria dos irmãos José Bonifácio e Martim Francisco Ribeiro de Andrade, lançado na França em 1827, e do célebre tratado "Pluto Brasiliensis", de 1833, publicado em Berlim (Fig. 1.19), cujo título em latim significa "Riqueza do Brasil", do geólogo e metalurgista alemão Ludwig von Eschwege (1777-1855). Ludwig veio com a família real portuguesa para o Rio de Janeiro, e permaneceu no Brasil até 1821, contratado para avaliar o potencial mineiro do país e ensinar as ciências da engenharia aos futuros oficiais do exército. Foram importantes as suas explorações científicas nos estados de São Paulo e Minas Gerais, sendo ele o primeiro a registrar as reservas de ouro, ferro e manganês no país.

Série 5.ª ★ BRASILIANA ★ Vol. 257
BIBLIOTECA PEDAGÓGICA BRASILEIRA

W. L. von ESCHWEGE

PLUTO BRASILIENSIS

PRIMEIRO VOLUME

Tradução do original alemão por
DOMÍCIO DE FIGUEIREDO MURTA

ANOTADO E ATUALIZADO

COMPANHIA EDITORA NACIONAL
SÃO PAULO

CAPÍTULO 2 PROPRIEDADES DOS SOLOS

Carlos de Souza Pinto

2.1 A MECÂNICA DOS SOLOS NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela obra e a resposta do solo a estas solicitações. Os solos são muito distintos entre si e respondem de maneira muito variável, por isto, toda experiência transmitida pelas gerações de construtores sempre se relaciona ao tipo de solo existente.

Trabalhos marcantes sobre o comportamento dos solos foram desenvolvidos nos séculos passados, como os clássicos de Coulomb, 1773, Rankine, 1856 e Darcy, 1856. Entretanto, um acúmulo de insucessos em obras de engenharia civil, no início deste século, onde se destacam as rupturas do Canal do Panamá e rompimentos de grandes taludes em estradas e canais em construção na Europa e nos Estados Unidos, mostrou a necessidade de revisão dos procedimentos de cálculo. Como apontou Terzaghi (1936), ficou evidente que não se podiam aplicar aos solos leis teóricas de corrente aplicação em projetos que envolviam materiais mais bem definidos, como o concreto e o aço. Não era suficiente determinar em laboratório parâmetros de resistência e deformabilidade em amostras de solo e aplicá-los a modelos teóricos adequados àqueles materiais. De fato, o comportamento reológico dos maciços terrosos não pode ser expresso por parâmetros simples como um módulo de elasticidade ou uma tensão de escoamento ou de resistência.

O conhecimento do comportamento deste material, disposto pela natureza em depósitos heterogêneos e apresentando comportamento demasiadamente complicado para tratamentos teóricos rigorosos, se deveu em grande parte, aos trabalhos de Karl Terzaghi, engenheiro civil de larga experiência, sólido preparo científico e acurado espírito de investigação. Seus trabalhos, identificando o papel das pressões na água nas tensões nos solos, e apresentando uma solução matemática para a evolução dos recalques das argilas com o tempo após o carregamento, são reconhecidos como o marco inicial de uma nova ciência de engenharia, que recebeu o nome de Mecânica dos Solos.

O conhecimento das propriedades dos solos não se restringe ao que a Mecânica pode esclarecer. A Química e a Física Coloidal, importantes para justificar aspectos do comportamento dos solos, são partes integrantes da Mecânica dos Solos, enquanto que o conhecimento da Geologia é fundamental para tratamento correto dos problemas de fundações.

A Engenharia de Fundações é uma arte, que se aprimora pela experiência, com o comportamento das fundações devidamente observado e interpretado, e isto não se faz sem atentar para as peculiaridades dos solos. Por outro lado, todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de comportamento dos solos.

2.2 NATUREZA DOS SOLOS

2.2.1 Sistemas de Partículas

Os solos são constituídos de um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários. As partículas, de maneira geral, se encontram livres para se deslocar entre si. Em alguns casos, pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente mais baixo do que nos cristais de um metal ou nos agregados de um concreto. O comportamento dos solos depende do movimento das partículas sólidas entre si e isto faz com que ele se afaste do mecanismo dos sólidos idealizados na Mecânica dos Sólidos Deformáveis, na qual se fundamenta a Mecânica das Estruturas geralmente consideradas na Engenharia Civil, de maneira bem mais acentuada do que os materiais tradicionalmente considerados nas estruturas. A Mecânica dos Solos poderia ser adequadamente incluída na Mecânica dos Sistemas Particulados (Lambe e Whitman, 1969).

Soluções da Mecânica dos Sólidos Deformáveis são frequentemente empregadas para a representação do comportamento de maciços de solo, pela simplicidade das soluções e por serem referendadas pela comprovação do ajuste aproximado de seus resultados com o comportamento real dos solos, verificada experimentalmente em obras de engenharia.

Desta figura também se pode extrair as seguintes expressões, muito úteis:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1+\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi} \quad (2.54)$$

$$\text{sen}\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (2.55)$$

2.7 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E DE RESISTÊNCIA

Conforme visto no item 2.6, o comportamento dos solos pode ser expresso por parâmetros de deformação (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) e por parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno). Estes parâmetros não são características físicas dos solos, mas dependem de vários fatores, relacionados com o nível de carregamento, as condições de drenagem, a trajetória de tensões e o tempo de carregamento, que serão objetos de consideração nos itens seguintes.

Diversos tipos de ensaios de laboratório e de campo são empregados para a determinação deste parâmetros. Neste capítulo serão apresentadas as linhas básicas dos ensaios mais correntes. Informações mais detalhadas sobre os equipamentos e as técnicas de ensaio são encontradas em Lambe (1951) e Head (1987).

2.7.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento, e se baseia diretamente no critério de Coulomb. Aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

Para o ensaio, um corpo de prova do solo é colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, ficando com sua metade superior dentro de um anel, como se mostra esquematicamente na Figura 2.33a.

Aplica-se inicialmente uma força vertical *N*. Uma força tangencial *T* é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, ou um deslocamento é provocado, medindo-se a força suportada pelo solo. As forças *T* e *N*, divididas pela área da secção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que nele estão ocorrendo. A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, como se mostra na Figura 2.33 (b), onde se identificam a tensão de ruptura, τ_{max} e a tensão residual, que o corpo de prova ainda sustenta, após ultrapassada a situação de ruptura, τ_{res}. O deslocamento vertical durante o ensaio também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento.

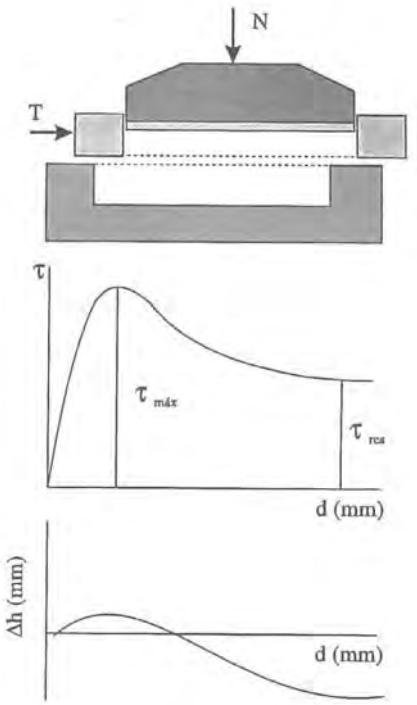


Fig. 2.33 - Ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do equipamento; (b) representação de resultado típico de ensaio

Realizando-se ensaios com diversas tensões normais, obtém-se a envoltória de resistência, como apresentado na Figura 2.31.

O ensaio é muito prático. A análise do estado de tensões durante o carregamento, entretanto, é bastante complexa. O plano horizontal, antes da aplicação das tensões cisalhantes, é o plano principal maior. Com a aplicação das forças *T*, ocorre rotação dos planos principais. As tensões só são conhecidas num plano. Por outro lado, ainda que se imponha que o cisalhamento ocorra no plano horizontal, este cisalhamento pode ser precedido de rupturas internas em outras direções.

O ensaio de cisalhamento direto não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, nem mesmo do módulo de cisalhamento, pois não é conhecida a distorção. Para isto, seria necessária a realização de ensaios de cisalhamento simples, que são de difícil execução.

O controle das condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la. Ensaios em areias são feitos sempre de forma a que as pressões neutras se dissipem, e os resultados são considerados em termos de tensões efetivas. No caso de argilas, a resistência em termos de tensões totais só pode ser obtida com carregamentos muito rápidos, não havendo restrições quanto a ensaios com drenagem.

A envoltória de resistência de um solo compactado, em termos de tensões efetivas, é ligeiramente curva para pressões normais inferiores a um certo valor, conforme mostra a Figura 2.77. Ensaios tem mostrado que, para um valor médio de ângulo de atrito interno, a coesão se apresenta nitidamente dependente da densidade de compactação, estando na Figura 2.82 apresentados resultados de ensaios triaxiais drenados de um solo siltoso compactado em diferentes condições. Envoltória de resistência típica, em termos de tensões efetivas, obtida em ensaio do tipo adensado-drenado, com saturação por contrapressão, é mostrado na Figura 2.83, onde fica patente o efeito da densidade na resistência ao cisalhamento.

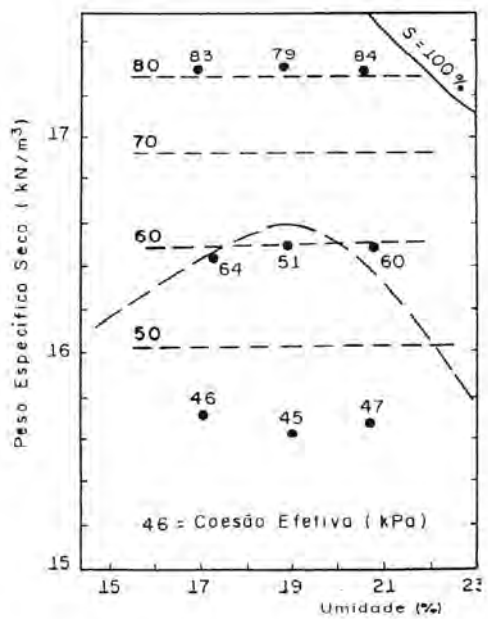


Fig. 2.82 - Resistência drenada (CD) de solo siltoso, em função dos parâmetros de compactação (Pinto, 1971)

Nota-se, portanto, que a resistência não drenada depende basicamente da umidade de compactação, enquanto a resistência efetiva é função da densidade atingida. As especificações devem levar em conta as características desejadas para cada aterro compactado.

2.10.5 Solos Colapsíveis

Alguns solos não saturados apresentam uma considerável e rápida redução de volume quando submetidos a uma aumento brusco de umidade, sem que varie a tensão total a que estão submetidos. Tais solos são chamados *solos colapsíveis*. Eles têm sido objeto de investigações em todo o país, em virtude da frequência com que são encontrados e da importância do fenômeno para fundações de pequenas edificações e para obras de canalização. Trabalhos descrevendo experiências locais sobre o assunto se encontram nos anais dos congressos de mecânica dos solos, em geral, ou nos específicos sobre solos não saturados (AMSF-UFPE e ABMS-PE, 1994).

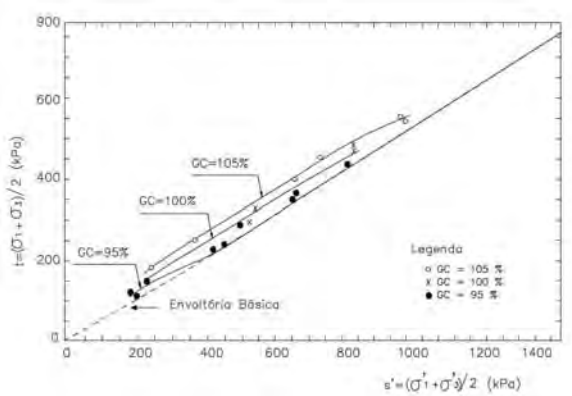


Fig. 2.83 - Envoltória típica de resistência em termos de tensão efetiva, para solo siltoso compactado com diferentes graus de compactação (Barros, 1985)

O fenômeno da colapsibilidade é geralmente estudado em ensaios de compressão edométrica, por representarem adequadamente a situação do terreno abaixo de elementos de fundação superficial. Diversos corpos de prova são ensaiados em diferentes situações: no estado natural, inundados em diferentes estágios de carregamento, ou saturados, conforme proposto originalmente por Jennings e Knigth (1957). A Figura 2.84 apresenta resultados de ensaios segundo esta metodologia em solo do interior do Estado de São Paulo. A curva superior mostra o comportamento do solo quando carregado no seu estado natural e a curva inferior, o resultado obtido com corpo de prova saturado desde o início do carregamento. Quando os corpos de prova são saturados num estágio intermediário de pressão, o recalque rápido corresponde à passagem da curva superior à curva inferior.

Da Figura 2.84 se conclui que o colapso depende do nível de tensão aplicado no solo: é praticamente nulo para tensão baixa, atinge um valor máximo e não ocorre para valores de pressão acima de certo valor. Na Figura 2.85, são apresentados resultados de colapsos medidos segundo a metodologia descrita, para amostras retiradas de diversas profundidades, ensaiadas no estado natural ou remoldadas.

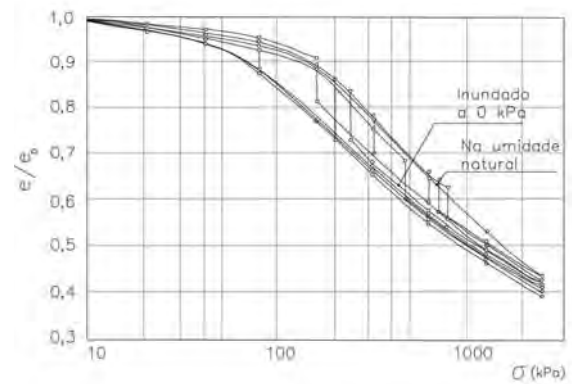


Fig. 2.84 - Ensaios de compressão edométrica em solos colapsíveis, saturados em diferentes estágios de carregamento (Ferreira e Monteiro, 1985)

CAPÍTULO 3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Arthur Rodrigues Quaresma
Luciano Décourt
Artur Rodrigues Quaresma Filho
Márcio de Souza de Almeida
Fernando Danziger

3.1 INTRODUÇÃO

A elaboração de projetos geotécnicos e de fundações exige um conhecimento adequado dos solos. É necessário proceder-se à identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como, à avaliação das suas propriedades de engenharia.

A obtenção de amostras ou a utilização de algum outro processo para a identificação e classificação dos solos exige a execução de ensaios *in situ*. A determinação das propriedades de engenharia, em princípio, tanto poderia ser feita através de ensaios de laboratório quanto de ensaios de campo. No Brasil, entretanto, há predominância quase que total dos ensaios *in situ*, ficando a investigação laboratorial restrita a alguns poucos casos especiais em solos coesivos.

Entre os ensaios de campo existentes em todo o mundo alguns se destacam e serão a seguir relacionados:

- O "Standard Penetration Test"- SPT
- O "Standard Penetration Test" complementado com medidas de torque - SPT-T
- O ensaio de penetração de cone - CPT
- O ensaio de penetração do cone com medida das pressões neutras, ou piezocone - CPT-U
- O ensaio de palheta - "Vane Test"
- Os pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes)
- O dilatômetro de Marchetti
- Os ensaios de carregamento de placa – provas de carga
- Os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de *Cross-Hole*

O SPT é o ensaio mais executado no Brasil.

Em casos especiais onde se julgar adequada uma análise mais detalhada do terreno, os ensaios CPT e CPT-U são utilizados.

Os ensaios de carregamento de placas, tão utilizados nas décadas de quarenta e cinquenta, estão quase em desuso.

Dos ensaios geofísicos, o mais importante para a engenharia de fundações é o ensaio de *Cross-Hole*. É através desse ensaio que se obtém o valor do módulo de cisalhamento máximo G_o, módulo esse que corresponde a níveis de deformação de cisalhante muitíssimo baixos. G_o, assim como sua degradação com o aumento das deformações cisalhantes, é considerado hoje o principal parâmetro geotécnico para estudos racionais das características de rigidez dos solos. Esse ensaio será discutido pormenorizadamente no Capítulo 10.

3.2 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO. O SPT

A sondagem a percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Ao se realizar uma sondagem pretende-se conhecer:

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado.
- A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão a cada metro perfurado.
- A posição do nível d'água, ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

No final da década de oitenta foi apresentado pela "International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering", ISSMFE, um documento intitulado "International Reference Test Procedure", Décourt et al. (1988), que trata, em linhas gerais, do procedimento recomendado para a execução do ensaio SPT, as iniciais em inglês de "Standard Penetration Test". No Brasil, o ensaio está normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas através da Norma Brasileira (NBR 6484/2001).

3.9 ENSAIOS DE CONE (CPT) E DE PIEZOCONE (CPTU)

3.9.1 Ensaio de Cone Holandês (Cone Mecânico)

O ensaio de cone holandês, também chamado de ensaio de penetração estática (ou quase-estática), ensaio de cone mecânico ou simplesmente ensaio de cone, teve os seus primórdios de desenvolvimento na década de 1930, no Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda. Dois equipamentos foram desenvolvidos: o primeiro (Barentsen, 1936) com a finalidade de obter dados sobre a consistência dos depósitos aluviais existentes na parte oeste da Holanda, para estudos de implantação de estradas; o segundo (Laboratory of Soil Mechanics, Delft, 1936) tinha o objetivo de obter dados para o projeto de fundação em estacas, mais especificamente dados sobre as camadas arenosas-subjacentes às camadas argilosas mencionadas anteriormente onde se assentavam as estacas das construções holandesas.

Ambos os equipamentos diferem, essencialmente, apenas quanto ao dispositivo de cravação, e consistem de um conjunto de hastes tendo na extremidade inferior um cone com ângulo de vértice de 60° e uma base de 10 cm^2. O conjunto de hastes atua internamente a tubos de revestimento.

O ensaio é realizado da seguinte maneira: crava-se a uma velocidade de 1 cm/s, de forma alternada, apenas o cone ou todo o conjunto (hastes com o cone e os tubos). As cargas necessárias para a cravação são registradas; no primeiro equipamento apenas a resistência de ponta e no segundo também a resistência total (ponta somada ao atrito lateral).

Dentre as principais vantagens do ensaio, segundo aqueles autores, destacam-se a rapidez de execução, a confiabilidade dos resultados, o baixo custo e o fato de que se obtêm numerosos resultados ao longo da profundidade ensaiada.

É importante salientar, portanto, uma característica fundamental do ensaio, a de que desde o começo havia diferentes objetivos quanto à sua utilização: (i) a obtenção de parâmetros geotécnicos e (ii) a correlação direta com o comportamento de estacas. Um terceiro objetivo, a classificação e estratigrafia dos solos incorporou-se aos dois primeiros, a partir sobretudo do trabalho clássico de Begemann (1965). Tais objetivos prosseguiram ao longo do tempo, inclusive com o ensaio de piezocone.

Aprimoramentos em relação ao equipamento original foram realizados em fins da década de 30 e década de 40. Plantema (1948) e Vermeiden (1948) descrevem essencialmente os mesmos problemas, relacionados basicamente aos erros que podem surgir com o emprego do cone até então utilizado, decorrentes da entrada de grãos de areia entre a haste e o tubo de revestimento. Ambos os autores propõem, então, novos e semelhantes projetos para o penetrômetro, em que um manto em forma de tronco de cone é construído atrás da base do cone. O penetrômetro de Vermeiden (1948) é apresentado na Figura 3.12.

Fig. 3.12 - Projeto de cone desenvolvido por Vermeiden (1948)

Pode-se considerar como a última das modificações qualitativas do cone mecânico a introdução da luva de atrito lateral. Begemann (1963) comenta que a prática de determinação do atrito lateral total, ao longo das hastes de cravação, conduz a resultados não muito confiáveis. Menciona aquele autor que, à medida que mais hastes vão passando num determinado local, o atrito é diminuído. Dessa forma, Begemann (1963) afirma que é impossível obter um gráfico detalhado do atrito lateral de todas as camadas do subsolo a partir da medição do atrito total. Para obter tal gráfico é necessário que se meça o atrito em um elemento de tubo que seja tão pequeno e esteja tão próximo ao cone quanto possível.

Begemann (1953, 1963) sugere o emprego do "adhesion jacket cone", posteriormente denominado (Begemann, 1965) "friction jacket cone" (Figura 3.13). No Brasil, o equipamento é conhecido como cone de atrito ou cone de Begemann. O cone de Begemann possui atrás do cone propriamente dito uma luva de atrito com 150 cm^2 de área lateral.

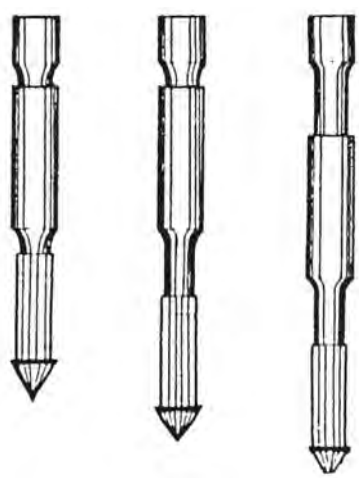


Fig. 3.13 - Cone de atrito (Begemann, 1963)

O procedimento de ensaio (Begemann, 1965, De Ruiter, 1971) consiste em cravar inicialmente apenas o cone ao longo de 4 cm, registrando-se naturalmente apenas a resistência de ponta. Em seguida as hastes internas são avançadas mais 4 cm, fazendo com que seja cravado o conjunto cone e luva de atrito[1]. Neste caso é medida a resistência de

3.9.3 Comparação entre o Cone Elétrico e o Cone Mecânico

Uma comparação entre os resultados dos ensaios de cone elétrico e cone mecânico é importante, de vez que o cone mecânico ainda é utilizado no Brasil, e muitas das correlações existentes nas literaturas nacional e internacional são ainda baseadas em resultados de ensaio de cone mecânico.

De Ruiter (1971) apresenta uma interessante comparação entre os resultados dos dois penetrômetros. Inicia ele a comparação mencionando que diferenças nos valores obtidos por um e outro equipamento deveriam ser esperadas, em função das diversidades na forma do penetrômetro e no processo de avanço do cone. Afirma De Ruiter (1971) que, no que concerne à resistência de ponta q_c, entretanto, nenhuma diferença sistemática foi verificada em todos os casos onde foi possível realizar uma comparação entre ensaios adjacentes. Tal afirmação é ilustrada pelos gráficos da Figura 3.16. Embora existam diferenças nos valores de q_c, elas podem ser explicadas pela margem de erro nas medidas com o cone mecânico e pela maior sensibilidade do cone elétrico para detectar camadas de pequena espessura, o que resulta em valores de pico mais pronunciados no gráfico. Conclui De Ruiter (1971) que a prática em sua empresa (Fugro) tem sido a de não empregar fatores de correção para q_c oriundos do cone elétrico no caso de aplicação a métodos de cálculo originados de dados do cone mecânico, como o caso de capacidade de carga de estacas.

Os autores deste capítulo lembram que pode haver diferenças significativas no caso de argilas moles, provenientes da ação da poro-pressão sobre a base do cone, conforme abordado no item 3.9.5.a.

Já Schmertmann (1978) reuniu uma série de resultados de ensaios (Figura 3.15) - principalmente em areias - que mostram uma tendência de valores menores de qc para o cone mecânico, exceto no caso de solos fofos onde o contrário acontece. Na Figura 3.15 está indicada também uma curva que busca retratar a influência devida à diferença da forma de avanço do cone.

No que toca ao atrito lateral f_s, as diferenças são muito mais significativas do que no caso da resistência de ponta q_c. De fato, comparando-se os valores da Figura 3.16, observa-se que os resultados obtidos com o cone elétrico são, em média, a metade dos provenientes do cone de Begemann. De Ruiter (1971) salienta que a mesma relação foi obtida em muitas outras comparações. Aquele autor atribui tal diferença à resistência extra no bordo inferior da luva de atrito do cone de Begemann, a qual é incluída no registro do atrito lateral. A Figura 3.18 ilustra a observação acima.

No que diz respeito a vantagens e desvantagens de um e outro equipamento, o trabalho de De Ruiter (1971) é particularmente detalhado quanto a esta questão.

Finalizando este item, vale lembrar a observação de De Ruiter (1982) quanto ao custo do equipamento elétrico. Salienta aquele autor que, além do custo do cone em si, o custo correspondente aos sistemas de aquisição de dados e de calibração é ponderável no custo global. Dessa forma, o equipamento só gera lucro se as unidades de campo se mantiverem operando mais ou menos continuamente.

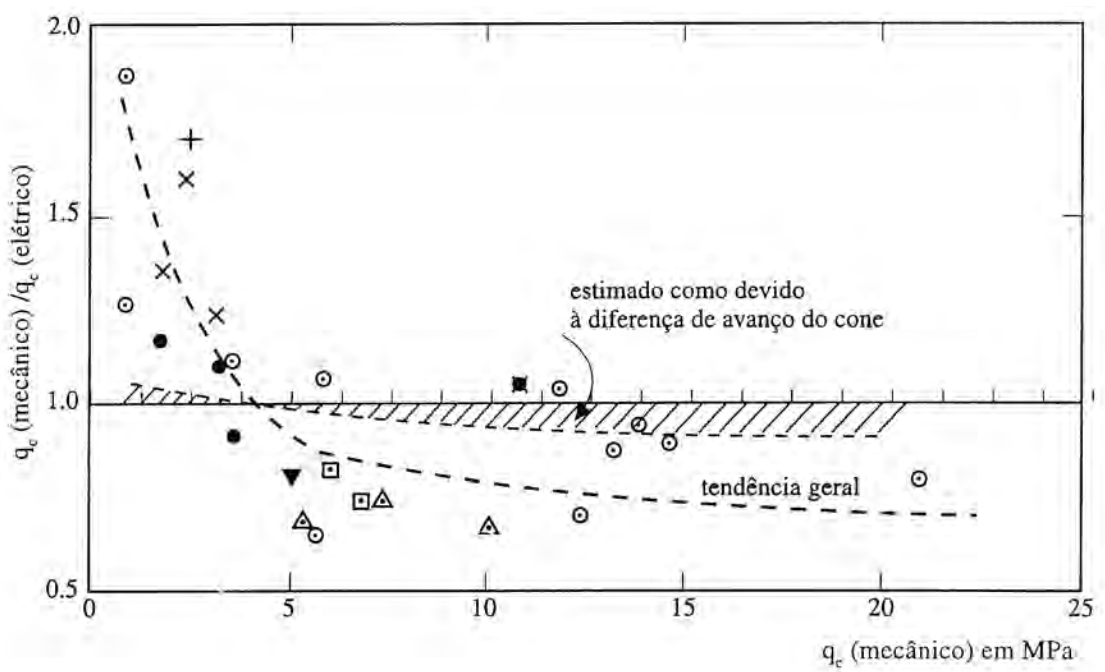


Fig. 3.17 - Comparação entre as resistências de ponta obtidas pelo cone mecânico e pelo cone elétrico (Schmertmann, 1978)

CAPÍTULO 4 PRINCÍPIOS E MODELOS BÁSICOS DE ANÁLISE

Dirceu de Alencar Veloso (IN MEMORIAN)
Paulo Eduardo Lima de Santa Maria
Francisco de Rezende Lopes

4.1 INTRODUÇÃO

Há necessidade de atribuir ao solo uma equação constitutiva, isto é, uma relação entre tensões, deformações e tempo, para que se possa dar um tratamento matemático aos problemas que envolvem seu comportamento quando submetido a cargas aplicadas, incluindo seu peso próprio. Nesse capítulo, serão consideradas, apenas, relações entre tensões e deformações. A influência do tempo é objeto do Capítulo 2.

Os problemas que aparecem nos projetos de fundações e contenções são separados, embora artificialmente, em **problemas de deformação** e **problemas de ruptura**. Na realidade, estas obras, quando solicitadas, passam por um estágio correspondente às condições de trabalho, quando suas deformações precisam ser avaliadas, e, prosseguindo a solicitação, atingem uma condição de ruptura. Uma análise que compreenda estes dois principais estágios só é possível com sofisticados métodos numéricos, que, em geral, não são utilizados no dia-a-dia dos escritórios de projeto.

Nos problemas de deformação procura-se determinar as deformações do solo (e da fundação ou contenção) quando submetido a um carregamento qualquer, porém distante daquele que produzirá a ruptura. O cálculo de recalques é um caso típico. Como, em geral, as **deformações admissíveis** são pequenas, é usual admitir que o solo se comporta como um material elástico linear, o que permite a utilização da **Teoria da Elasticidade**. Nos problemas de ruptura, ao contrário, não interessa o valor da deformação, mas, apenas, a verificação da possibilidade de o solo **resistir** às solicitações impostas e isso é feito com auxílio da **Teoria da Plasticidade**.

Essas duas teorias consideram o solo como um contínuo. Na realidade, o solo não é um contínuo, mas sim um aglomerado de partículas de tamanho variável, desde as microscópias partículas de argila aos pedregulhos e matacões. Em Harr (1966) encontra-se uma sucinta discussão sobre o tema. Já inúmeros trabalhos e, pelo menos, dois livros (Harr, 1977 e Feda, 1982) tratam o solo como um meio particulado. É bom frisar que a aplicação das Teorias da Elasticidade e da Plasticidade aos solos, constitui uma simplificação radical da realidade. O comportamento tensão deformação de um solo é, essencialmente, não-linear e anisotrópico e depende da história das tensões, da tensão confinante, etc. As soluções analíticas que aquelas teorias fornecem são limitadas a casos especiais que estão longe de atender às necessidades práticas. Surgem daí os **modelos discretos** que serão abordados no final do capítulo.

4.2 TENSÃO (Timoshenko e Goodier, 1970; Villaça e Garcia, 1996)

4.2.1 Conceito

Considere-se um corpo submetido a um sistema de forças em equilíbrio (Figura 4.1) e, no seu interior, um ponto *0*. Em seguida, por uma seção transversal *m m* que passa por *0*, imagine-se o corpo cortado em duas partes I e II. Se uma parte, por exemplo, a parte I, for isolada, o seu equilíbrio será garantido pelas forças externas que atuam sobre ela e mais a ação da parte II através da seção *m m*. Essa ação da parte II sobre a parte I se distribui de alguma forma pela seção transversal. Tome-se, então, um elemento de área ΔA em torno de *0* e seja $\Delta \overline{F}$ a força elementar que nele atua. A **tensão** resultante em ***0*** é definida pelo:

$$\vec{\rho}^{r} = \lim_{\Delta A \to 0} \frac{\Delta \overline{F}}{\Delta A} \qquad (4.1)$$

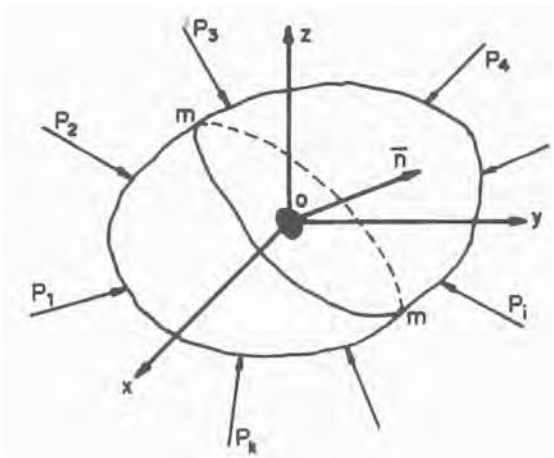


Fig. 4.1 - Sólido submetido a um sistema de forças em equilíbrio

4.5.2 Critérios de Escoamento

Para o caso de corpos submetidos a um estado uniaxial de tensões, a determinação da tensão que conduz ao escoamento é imediata, a partir de ensaios de tração ou compressão axial, correntemente realizados em laboratório para a maioria dos materiais de construção. Assim, neste caso, para se saber se haverá ou não escoamento em um certo ponto de um corpo carregado, basta que se compare a tensão atuante neste ponto com o limite de escoamento, obtido em laboratório. Qual deveria ser, entretanto, o procedimento para um estado múltiplo de tensões? Como, por exemplo, considerando-se a tensão de escoamento definida a partir de um ensaio de compressão simples, poder-se-ia verificar se ocorre ou não o escoamento em um ponto de um corpo submetido a um estado triaxial de tensões? Para resolver este problema, foram enunciados, a partir do final do século XVIII, os critérios (ou teorias) de escoamento. Eles simplesmente formulam, com base em experimentos, relações entre a tensão de escoamento obtida em ensaios de tração ou compressão simples σ_0 e funções ou variáveis associadas ao estado múltiplo de tensões que também conduz ao escoamento.

a. Teoria da Maior Tensão Normal ou Teoria de Rankine

Esta teoria estabelece que ocorrerá o escoamento sempre que uma das tensões principais for igual à tensão de escoamento na compressão simples $\sigma_{0,c}$ ou à tensão de escoamento na tração simples $\sigma_{0,t}$. Assim, para o estado plano de tensões, as condições que caracterizam o escoamento são:

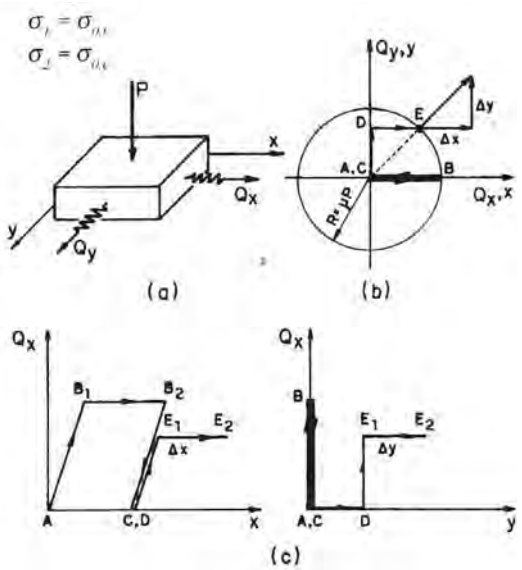


Fig. 4.14 - (a) modelo bidimensional do comportamento de um material elastoplástico; (b) envoltória de deslizamento no plano Q_x Q_y com indicação do caminho de forças e representação dos deslocamentos Δx e Δy; (c) diagramas carga x deslocamento

onde σ_1 e σ_2 são a maior e a menor tensão principal, respectivamente. A Figura 4.15 representa graficamente a teoria de Rankine.

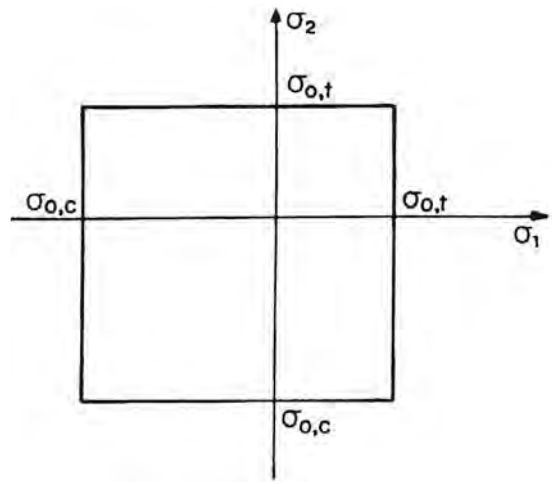


Fig. 4.15 - Representação gráfica da teoria de Rankine

b. Teoria da Deformação Específica Máxima ou Teoria de Saint-Venant

Segundo esta teoria, ocorrerá o escoamento sempre que o valor da maior deformação principal igualar o valor da deformação correspondente ao escoamento no ensaio de tração ou compressão simples ε_0. Desta forma, pode-se escrever:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{0,t} \qquad (4.29)$$
$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{0,c}$$

ou, admitindo-se que o material segue a lei de Hooke:

$$\sigma_1 - \nu(\sigma_2+\sigma_3) = \sigma_{0,t}$$
$$\sigma_3 - \nu(\sigma_1+\sigma_2) = \sigma_{0,c} \qquad (4.30)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson.

Para o caso de estado plano de tensões, com $\sigma_{0,t} = -\sigma_{0,c} = \sigma_0$, tem-se

$$\sigma_1 - \nu\sigma_2 = \pm \sigma_0 \quad (para\ |\sigma_1| \geq |\sigma_2|) \qquad (4.31)$$
$$\sigma_2 - \nu\sigma_1 = \pm \sigma_0 \quad (para\ |\sigma_2| \geq |\sigma_1|)$$

As equações (4.31) representam 4 retas no plano das tensões $\sigma_1\sigma_2$ (Figura 4.16).

c. Teoria da Tensão Cisalhante Máxima ou Critério de Tresca

De acordo com esta teoria haverá escoamento sempre que a tensão de cisalhamento máxima for igual ao maior valor desta tensão no ensaio de tração ou compressão simples. Então, admitindo-se iguais valores

CAPÍTUL0 5 ASPECTOS CONCEITUAIS DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES E ESCAVAÇÕES

Waldemar Hachich

5.1 INTRODUÇÃO

Não seria possível falar de segurança de fundações e escavações sem mencionar a Norma Brasileira sobre o assunto, a NBR-6122 (1996). Por outro lado, não cabe ficar aqui repetindo as posturas daquela Norma, que são de conhecimento público e devem ser seguidas fielmente dado o caráter de lei que lhe é conferido pelo Código de Defesa do Consumidor de 1991.

Optou-se, então, por colocar a discussão da segurança das fundações no nível mais conceitual, que tem norteado as pesquisas do autor há vários anos. Durante esse período várias ideias básicas foram-se sedimentando e algumas delas são a seguir apresentadas:

- não há como evoluir no estabelecimento de critérios de projeto relacionados à segurança — sejam eles em termos de coeficientes de segurança globais, parciais, coeficientes de ponderação, índices de segurança ou probabilidades de ruína — senão através de modelos probabilísticos, pois variabilidade e incerteza constituem o fulcro da questão da segurança;
- não há como construir modelos probabilísticos úteis, para fenômenos que envolvem solos, ignorando as escalas de flutuação das propriedades no espaço (ou autocorrelações);
- é vã qualquer esperança de, através de amostragem, definir os modelos probabilísticos (ou tipos de distribuições de probabilidades) que melhor descrevem as variáveis aleatórias de interesse: os trechos centrais de muitas distribuições são muito parecidos e nas caudas as probabilidades são tão baixas que as amostras, para terem poder discriminatório suficiente, teriam que ter tamanhos economicamente inaceitáveis; definições realistas de modelos probabilísticos têm que ser fundamentadas em argumentos físico-probabilísticos dedutivos (do geral para o particular), não estatísticos, ou indutivos (do particular para o geral); um exemplo típico é a identificação de fenômenos físicos que conduzem naturalmente, através do Teorema do Limite Central, ao modelo normal, de Gauss;
- embora consagrada pelo uso em contextos em que há muitos eventos repetitivos, a Estatística clássica (frequencialista) pode ser substituída com vantagens, no âmbito de Engenharia Civil, em que muitas decisões têm de ser tomadas sobre eventos únicos (mas incertos!), pela Estatística bayesiana.

O leitor certamente não encontrará dificuldades em reconhecer essas ideias como pano de fundo de todo este capítulo, particularmente dos exemplos.

5.2 CONCEITOS BÁSICOS: SEGURANÇA E ESTADOS-LIMITES

Uma estrutura é considerada segura quando puder suportar as ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil sem ser impedida, quer permanente, quer temporariamente, de desempenhar as funções para as quais foi concebida. Denomina-se estado-limite qualquer condição que impeça a estrutura de desempenhar essas funções. A ocorrência de estados-limites caracteriza a chamada ruína da estrutura. Estrutura não deve ser entendida meramente como um conjunto de pilares, vigas e lajes, tampouco de paredes e estroncas (ou tirantes); entende-se por estrutura um conjunto de elementos (de aço, concreto, madeira, solo, rocha etc.), com comportamentos reológicos diversos, mas interagindo de forma econômica e segura para atender a uma necessidade (ou desejo) do ser humano (Hachich, 1978). Nesse sentido um talude natural pode ser considerado uma estrutura se alguém decidir implantar uma obra de Engenharia para o funcionamento da qual seja essencial a estabilidade do referido talude (uma rodovia, por exemplo). Essa estrutura pode ter que ser reforçada — e deve sê-lo de forma econômica — para garantir a segurança da obra.

Os estados-limites últimos (que alguns preferem chamar de estados-limites de ruptura) correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura; por exemplo: esgotamento da capacidade de carga

No limite essa resistência chega a ser desprezada (coeficiente com valor infinito). Essa restrição é claramente desproporcional à incerteza na determinação dessas resistências. No Brasil, a não utilização de ensaios pressiométricos poderia justificar uma incerteza *um pouco* maior, mas é evidente que a explicação não é essa, posto que o mesmo procedimento em relação aos coeficientes parciais prospera também na Europa. A prática, conforme muito bem explicado por Cardoso e Fernandes (1986), se deve ao fato de a resistência à tração nos elementos de reforço ser mobilizada para pequenas deformações, enquanto deformações muito maiores são necessárias para mobilizar a resistência à flexão e ao corte. Assim sendo, quando se pretende que o talude tenha deslocamentos pequenos, convém impor que somente os esforços de tração desenvolvidos no reforço sejam responsáveis pela estabilidade, o que normalmente se faz considerando apenas essa contribuição do reforço na análise de equilíbrio-limite. É essa, por exemplo, a hipótese do processo de Davis (Shen et al., 1981). E, mais uma vez, a segurança contra um estado-limite de utilização é introduzida num critério de estado-limite último.

Conforme se pode observar, as incertezas incorporadas aos indicadores de segurança vão muito além da mera descrição da variabilidade das grandezas envolvidas.

5.5 O PAPEL DOS MODELOS PROBABILÍSTICOS

5.5.1 Considerações Preliminares

Conforme já se discutiu, diante do caráter incerto dos parâmetros e dos modelos físicos que descrevem o comportamento das fundações, os modelos probabilísticos estão no cerne da questão da segurança e, certamente, estão no futuro da maioria das normas.

A utilização de coeficientes de segurança ou de coeficientes de ponderação só pode ser vista como uma etapa intermediária durante a qual não é ainda prático (por falta de dados ou de familiaridade) estabelecer prescrições em termos probabilísticos (Borges e Castanheta, 1971).

As prescrições de normas devem, de fato, fazer recomendações relacionadas com a segurança que garantam transições suaves para novos métodos. Devem, ao mesmo tempo, basear-se em informações as mais completas possíveis sobre cada assunto.

Em particular quanto à segurança, não há outra saída para a especificação racional de coeficientes de segurança e amostragem senão a utilização de modelos probabilísticos, conforme se exemplificará a seguir.

5.5.2 Segurança de Grupos de Estacas como um Problema de Confiabilidade de Sistemas

É frequente ouvir-se falar que estacas que trabalham isoladamente, com cargas mais elevadas, representam um risco maior do que estacas menos carregadas, trabalhando em grupo.

As normas, no entanto, dificilmente traduzem esse fato em recomendações práticas de coeficientes de segurança mais elevados (sejam eles parciais, sejam eles globais) para estacas isoladas (ou em grupos menores).

Para que se possa chegar a uma recomendação útil é preciso passar das especulações qualitativas às quantificações, para as quais os modelos probabilísticos são o único caminho.

Esse problema é tratado a seguir na forma de um exemplo hipotético de escolha entre grupos de cinco ou de duas estacas para suportar um pilar com uma carga de trabalho de 2000 kN.

As hipóteses que se fazem a seguir são extremamente simplistas e visam exclusivamente a chamar a atenção para o potencial de racionalização oferecido pelos modelos probabilísticos.

Admite-se que o estado-limite último de um pilar será atingido se estacas responsáveis por pelo menos 33% da carga de trabalho do pilar atingirem os respectivos estados-limites últimos. A ruína de blocos de até 3 estacas já é caracterizada, portanto, pela ruína de uma única estaca, enquanto blocos de 4 a 6 estacas ruirão se pelo menos 2 das estacas ruírem, e assim por diante.

Se se imaginasse que as probabilidades de ruína de cada estaca de um bloco fossem eventos independentes, seria muito significativa a redução das probabilidades de ruína dos blocos maiores, mesmo para probabilidades de ruína individuais relativamente altas. O gráfico da Figura 5.3, por exemplo, foi desenvolvido para P[E] = p ≅ 0,02 = probabilidade de ruína individual da estaca (observar que o eixo das ordenadas está em escala logarítmica). É intuitivo que o efeito real não é tão pronunciado; a questão está exatamente na hipótese de independência.

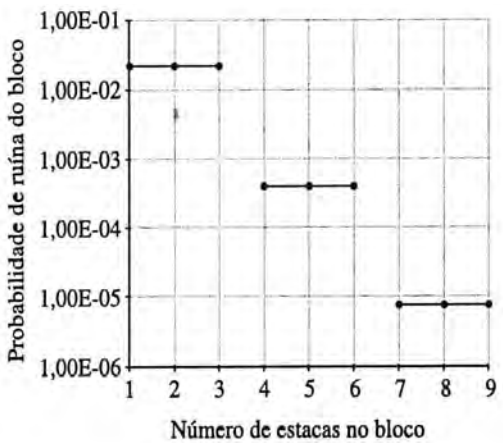


Fig. 5.3 - Probabilidade de ruína de blocos de estacas mutuamente independentes

CAPÍTUL0 6 CONCEPÇÃO DE OBRAS DE FUNDAÇÕES

Frederico Fernando Falconi
Sussumu Niyama
Celso Orlando

6.1 INTRODUÇÃO

Basicamente, os critérios para escolha das fundações são três: o técnico, o econômico e o de mercado. O critério técnico deve garantir a segurança à ruptura e os recalques aceitáveis para a estrutura, além de evitar danos às edificações vizinhas. Esse critério é restritivo, pois elimina certos tipos de fundação. Os critérios econômico e de mercado (disponibilidade de equipamentos e materiais, prazo, etc.) são aplicados após a seleção das fundações tecnicamente viáveis. Assim, a escolha do tipo de fundação depende de vários fatores além da grandeza e magnitude das cargas, das características da obra e da natureza do subsolo e das condições dos vizinhos (critério técnico). A disponibilidade de materiais e equipamentos, as restrições ambientais ou de legislação local, a distância de transporte e, ainda, a experiência regional e a metodologia ou sequência executiva da obra implicam a adoção de um tipo de solução de fundação.

Atualmente, o avanço tecnológico de equipamentos e a necessidade cada vez maior de espaços subterrâneos para estacionamento de carros levou a implantação de um elevado número de subsolos nos grandes centros urbanos.

Serão mostradas nos capítulos subsequentes as características de todas as técnicas de soluções de fundação hoje disponíveis no mercado brasileiro. Evidentemente serão mostradas as técnicas normalizadas e consagradas na engenharia de fundações.

6.2 ELEMENTOS NECESSÁRIOS E CRITÉRIOS DE PROJETO

Os documentos técnicos necessários e indispensáveis para o projeto de fundações podem ser elencados:

- levantamento planialtimétrico e cadastral com cotas e pontos de interesse nos terrenos vizinhos e lindeiros à obra. É de vital importância que este levantamento mostre afastamentos, distâncias e cotas de muros, divisas, subsolos, edificações, árvores e eventualmente redes , galerias e túneis. O referencial de nível do levantamento planialtimétrico deve ser o mesmo do projeto de arquitetura e dos ensaios geotécnicos;

- projeto de arquitetura com plantas de todos os níveis, cortes nos pontos de maior relevância para facilitar o entendimento, para verificar a existência de transições e analisar a posição e profundidade de poços de elevadores e reservatórios enterrados;

- ensaios geotécnicos que devem se iniciar pelas sondagens de simples reconhecimento (SPT) manuais ou automáticas, mas que necessariamente não devem se limitar a elas. Poços de inspeção para confirmação do nível d'água, CPT (Cone Penetration Test) para a melhor definição da estratigrafia do subsolo e definição de parâmetros de resistência e deformabilidade, ensaios de permeabilidade, piezômetros para verificação de lençóis empoleirados, indicadores de nível d'água e DMT (Dilatomer Marcheti Test) para definição de parâmetros de deformabilidade, são ferramentas que podem fazer parte de uma boa campanha de investigação geotécnica. É indispensável e imprescindível a correta verificação da posição do nível do lençol livre. Cumpre destacar que é fundamental que as investigações sejam em número, qualidade e profundidade suficientes para permitir o dimensionamento do elemento de fundação tanto para estado limite de serviço, recalque, quanto para estado limite último, ruptura e que atendam à NBR;

- locação de pilares e cargas na fundação, fornecido pelo projetista estrutural e formas dos níveis de subsolo e térreo.

6.3 ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO

6.3.1 Fundações Superficiais

De acordo com a NBR 6122/2010, a fundação superficial é aquele elemento que transmite ao terreno tensões distribuídas sob a base da fundação. Elas se dividem em sapatas, sapatas corridas, sapatas associadas, blocos e radier e, normalmente, são apoiadas a menos de 3 m da cota do piso.

Do ponto de vista de fundação, a alternativa em solução rasa ou direta passa a ser viável quando, a partir de 1 m abaixo da cota de implantação do último nível (mais baixo) do empreendimento, encontra-se terreno com resistência e deformabilidade compatível com a estrutura do empreendimento. Diz-se que a fundação é rasa mesmo que esteja, por exemplo, a 12 m de profundidade do nível da rua, após a escavação de 3 ou 4 subsolos.

A determinação da tensão admissível no solo de suporte, que basicamente é a tensão de ruptura do solo dividida por um fator de segurança, e que não provoque recalques incompatíveis com a estrutura, será mais aprofundada no capítulo seguinte.

Entretanto, todas as formulações e hipóteses partem da fórmula geral de Terzaghi, com adaptações e regionalizações para as condições locais. É, portanto, oportuno relembrar a fórmula geral de capacidade de carga:

CAPÍTULO 7 ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES RASAS

Alberto Henriques Teixeira
Nelson Silveira de Godoy

7.1 INTRODUÇÃO

As fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo circundante. De acordo com essa definição, uma fundação direta para um prédio com dois subsolos será considerada rasa, mesmo se apoiando a 7 m abaixo do nível da rua.

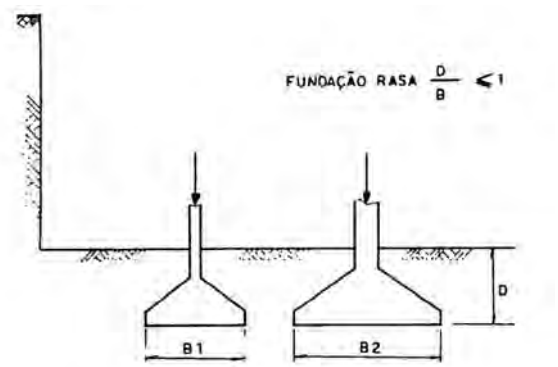


Fig. 7.1 - Definição de fundação direta rasa

No presente capítulo serão apresentados os tipos de fundações rasas e seu dimensionamento em planta a partir de uma tensão admissível σ_a do solo de apoio. Será discutida a estimativa de σ_a como resultante da aplicação simultânea dos critérios de segurança à ruptura e de deslocamentos (recalques) compatíveis com a superestrutura.

Pela sua importância prática, serão fornecidos os fundamentos teóricos necessários para o cálculo de recalques de fundações diretas, bem como elementos para estimativa de parâmetros geotécnicos necessários nesses cálculos.

Finalizando o capítulo se discutirá o problema de estabelecimento de um recalque-limite aceitável em um dado problema.

7.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS

Do ponto de vista estrutural as fundações diretas dividem-se em blocos, sapatas e radier.

7.2.1 Blocos de Fundação

São elementos de apoio construídos de concreto simples e caracterizados por uma altura relativamente grande, necessária para que trabalhem essencialmente à compressão.

Normalmente, os blocos assumem a forma de um bloco escalonado, ou pedestal, ou de um tronco de cone (Figura 7.2).

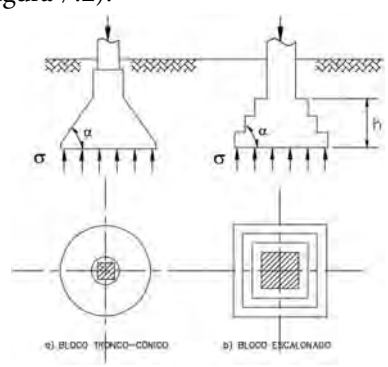


Fig. 7.2 - Blocos de fundação

Os blocos em tronco de cone, ainda que não reconhecidos como tais, são muito usados, constituindo-se na realidade em tubulões a céu aberto curtos.

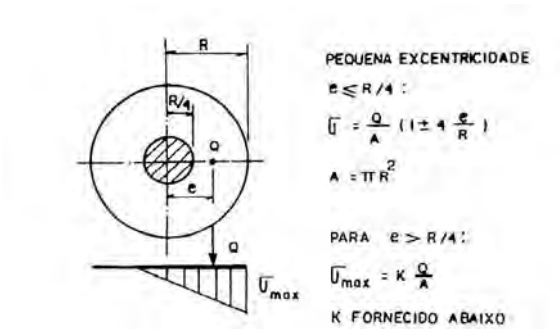
A altura H de um bloco é calculada de tal forma que as tensões de tração atuantes no concreto, possam ser absorvidas pelo mesmo, sem necessidade de armar o piso da base.

7.2.2 Sapatas de Fundação

As sapatas são elementos de apoio de concreto armado, de menor altura que os blocos, que resistem principalmente por flexão.

As sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta (Figura 7.3), sendo as mais frequentes as sapatas quadradas (B = L), retangulares e corridas (L >> B). Para efeito de cálculos geotécnicos, considera-se como retangular uma sapata em que $L \leq 5B$.

Além dos tipos fundamentais acima, deve-se também reconhecer as sapatas associadas, as quais são empregadas nos casos em que, devido à proximidade dos pilares, não é possível projetar-se uma sapata isolada para cada pilar. Nestes casos, uma única sapata serve de fundação para dois ou mais pilares (Figura 7.4).



e/R	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
K	2,00	2,20	2,43	2,70	3,10	3,55	4,22

e/R	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,90
K	4,92	5,90	7,20	9,20	13,0	60,0

Fig. 7.15 - Sapata circular carregada excentricamente (apud Teng 1969)

Nesses casos, a tensão admissível costuma ser majorada quando da verificação das tensões decorrentes da somatória das cargas acidentais. A NBR 6122:2010, item 6.3.1 estipula a este propósito, no caso de cálculos em termos de valores característicos: "Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as ações nas quais o evento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e cargas asmissíveis em estacas podem ser majorados em até 30%. Neste caso deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação". No caso de cálculos em termos de valores de projeto a norma cita: "Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão resistente de projeto de sapatas e tubulões e cargas resistentes de projeto em estacas e tubulões e cargas resistentes de projetos em estacas podem ser majorados em até 10%. Neste caso deve ser feita a verificação estrutural do elemeneto de fundação".

Exemplos de casos de sapatas sujeitas a cargas acidentais:

- painéis publicitários de grande altura e pequeno peso próprio
- caixas-d'água altas e esbeltas, chaminés
- galpões industriais em estrutura metálica com fechamentos leves (pequeno peso próprio, grande efeito de vento)
- idem com pontes rolantes a gerarem mais momentos acidentais na fundação.
- pontes rodoferroviárias (esforços longitudinais e transversais de vento, frenagem, temperatura, multidão etc.)

Cabe aqui também uma menção a estruturas muito particulares em que a carga viva supera a carga morta, exigindo um cuidado extremo no estudo de suas fundações. Como exemplo dessas estruturas pode-se citar os tanques de armazenamento de combustíveis e os silos.

No caso dos tanques, o peso próprio é desprezível diante da carga útil, a qual pode ser totalmente aplicada em questão de horas. O primeiro enchimento é na realidade uma prova de carga, sendo normalmente feito controladamente com observação dos recalques resultantes. Face à grande área carregada, as tensões aplicadas ao solo alcançam grandes profundidades, podendo causar recalques decimétricos.

Da mesma forma nos silos, além de a carga poder ser aplicada rapidamente, existe também o problema de carregamentos diferenciados nas várias células que podem compor o silo. Burland et al. (1977) descrevem o caso de uma bateria de silos que sofreu danos estruturais severos, apesar de os recalques medidos estarem na faixa de valores normalmente aceitáveis em outros tipos de estrutura.

7.4 MÉTODOS PARA A ESTIMATIVA DE TENSÕES ADMISSÍVEIS

7.4.1 Introdução

Neste parágrafo, serão apresentados os principais métodos de que dispõe o engenheiro para resolver o problema de projetar uma fundação por sapatas.

Será interessante, no entanto, que inicialmente seja apresentada uma síntese da realidade do dia-a- dia do engenheiro, o qual é chamado a apresentar soluções para problemas de fundação, quase sempre sem dispor do tempo necessário para um estudo completo do problema. Este estudo seria iniciado pela programação da investigação do subsolo, sua execução e eventual complementação, interpretação de seus resultados, seguida das conclusões, que deveriam incluir um projeto de fundação e uma estimativa de grandeza dos recalques esperados. A realidade é diferente, sendo o engenheiro muitas vezes levado a tomar decisões em cima de parcos resultados de sondagens de percussão (SPT), muitas vezes executadas por firmas desconhecidas e até mesmo de idoneidade duvidosa.

A experiência relatada refere-se principalmente ao projeto de fundações de estruturas correntes, edifícios de apartamentos e escritórios de até 15-20 andares, construídos na Grande São Paulo e principais cidades do Estado de São Paulo, envolvendo solos de origem sedimentar e solos residuais provenientes de decomposição de rochas metamórficas, em geral gnaisses, resultando em solos siltosos com características variáveis vertical e horizontalmente (As publicações da ABMS e ABEF sobre os solos da cidade e do Estado de São Paulo apresentam dados minuciosos sobre as características geológico-geotécnicas dos principais solos envolvidos).

d) Vibrações

Vibrações oriundas da operação de equipamentos (bate-estacas, rolos compactadores vibratórios etc.), de desmonte de rocha não controlado, e mesmo do tráfego viários, podem causar recalques de fundações com consequentes danos das edificações. Os danos são causados por vibrações de frequências na faixa de 15 a 30 ciclos/seg, e amplitudes da vibração de 1 a 0,2 mm, respectivamente.

e) Escavação de Túneis

Qualquer que seja o método de execução de túneis, ocorrerão recalques da superfície do terreno. Como esses recalques têm forma de sela, as edificações situadas nessa área estarão sujeitas a recalques diferenciais que poderão danificá-las.

7.7 RECALQUES ADMISSÍVEIS

7.7.1 Introdução

Na maioria dos problemas práticos, o projeto de fundação é governado por considerações de recalques. Neste parágrafo serão discutidos os valores limites citados na literatura, os quais serão variáveis de acordo com o tipo e função da superestrutura. Dada a complexidade do problema, envolvendo não somente as características do subsolo, como também o tipo e o porte da estrutura e os materiais empregados, esses recalques têm sido estabelecidos de maneira empírica, sendo baseados em casos de obra em que os recalques da fundação foram observados.

O leitor interessado no assunto poderá consultar a revisão de Wahls (1981), bem como os excelentes trabalhos de Burland e Wroth (1974), Grant et.al. (1974) e Burland et.al. (1977), Bjerrum (1963) e o clássico de Skempton e MacDonald (1956).

7.7.2 Definição dos Vários Tipos de Movimentos de uma Fundação

Na Figura 7.5.7, adaptada de Grant et al. (1974), os pontos A,B,C e D são quatro pontos quaisquer de uma fundação, podendo representar pontos ao longo de uma sapata corrida, sob um radier ou quatro pilares de uma estrutura sendo monitorada. Com base na simbologia da figura, definem-se os seguintes movimentos de uma fundação:

- Recalque, s ou ρ - é o deslocamento total sofrido por qualquer ponto da fundação: s_A, s_B, $s_C = s_{máx}$, s_D;
- Inclinação, ρ - descreve a rotação em corpo rígido de toda a estrutura;
- Recalque diferencial, δ - diferença de recalques entre dois pontos, após eliminação do recalque uniforme e da rotação: δ_{AB} , δ_{CD};
- Distorção angular, β - é a rotação da linha ligando dois pontos, depois de descontado o desaprumo:

$\beta_{AB} = \delta_{AB} / L_{AB}$

$\beta_{CD} = \delta_{CD} / L_{CD}$

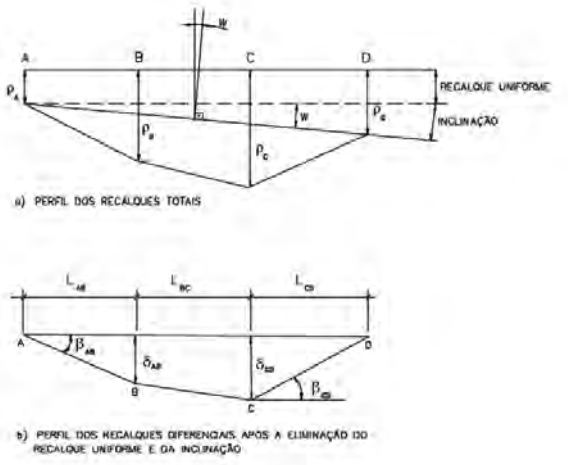


Fig. 7.57 - Definição dos vários tipos de movimentos em fundações

7.7.3 Danos Causados por Movimentos de Fundações

Os danos causados por movimentos de fundações podem ser agrupados em três categorias principais:

a. Danos arquitetônicos, ou à aparência visual da construção. São aqueles visíveis ao observador comum, causando algum tipo de desconforto: trincas em paredes, recalques de pisos, desaprumo de edifícios, desaprumo de muros de arrimo etc.

b. Danos causados à funcionalidade ou ao uso da construção. O desaprumo de um edifício pode causar problemas de desgaste excessivo de elevadores, inverter declividades de pisos e tubulações. Recalques totais excessivos podem inverter declividade, ou mesmo romper tubulações, prejudicar o acesso etc. Recalques diferenciais podem causar o emperramento de portas e janelas, causar trincas por onde pode passar umidade etc. Recalques de pisos industriais podem prejudicar a operação de máquinas, empilhadeiras, estocagem de materiais etc.

c. Danos estruturais são aqueles causados à estrutura propriamente dita, podendo comprometer sua estabilidade.

7.7.4 Movimentos Limites de Fundações

Diante dos problemas decorrentes de movimentos exagerados de fundações, seria de todo interesse prático que se pudesse estabelecer limites aceitáveis para os movimentos de uma fundação. No entanto, a fixação desses

CAPÍTULO 8 ANÁLISE E PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Luciano Décourt
José Henrique Albieiro
José Carlos Ângelo Cintra

8.1 ESTACAS

LUCIANO DÉCOURT

As estacas usuais podem ser classificadas em duas categorias:

- **Estacas de deslocamento**
- **Estacas escavadas**

Estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo. No Brasil, o exemplo mais característico desse tipo de estaca é o das pré-moldadas de concreto armado. Também se enquadram nessa categoria as estacas metálicas, as estacas de madeira, as estacas apiloadas de concreto e também as estacas de concreto fundido no terreno dentro de um tubo de revestimento de aço cravado com ponta fechada, sendo o exemplo mais característico dessas últimas as estacas tipo Franki. Na Bélgica foi desenvolvido recentemente um tipo de estaca de deslocamento moldada "in loco" com elevada capacidade de carga, a estaca Omega

Estacas escavadas são aquelas executadas "in situ" através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante.

Nessa categoria enquadram-se as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, as tipo "Strauss", as barretes, os estacões, as hélices contínuas, as estacas injetadas etc.

8.1.1 Capacidade de Carga de Estacas Isoladas

Conceituação Básica

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A capacidade de carga Q_u é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral Q_s e pela ponta Q_p.

$$Qu = Qs + Qp \qquad (8.1)$$

Designando-se por q_s e q_p as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e normal ao nível da base e A_s e A_p respectivamente a área lateral da estaca e da seção transversal de sua ponta, tem-se:

$$Q_u = Q_s + Q_p = q_s A_s + q_p A_p \qquad (8.2)$$

A capacidade de carga pode ser avaliada através de processos diretos e indiretos.

Nos processos ditos diretos, os valores de q_s e q_p são determinados através de correlações empíricas e/ou semi-empíricas com algum tipo de ensaio "in situ" .

Nos processos ditos indiretos, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios "in situ" e/ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através da utilização de formulação teórica ou experimental.

Aspectos Teóricos, Filosóficos e Experimentais

Estaca de Referência

Tendo em vista a existência de um número muito grande de fatores que influenciam a capacidade de carga de estacas, optou-se por concentrar-se a análise em um tipo admitido como referência e posteriormente analisar-se as diferenças provocadas pelas características peculiares dos diversos tipos de estaca.

A estaca de referência aqui considerada é uma estaca de deslocamento, de concreto armado e de seção circular.

Formulação Teórica da Capacidade de carga

São inúmeras as teorias existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações. A maioria delas se constitui de extensões dos trabalhos clássicos de Prandtl (1921) e Reissner (1924), sendo

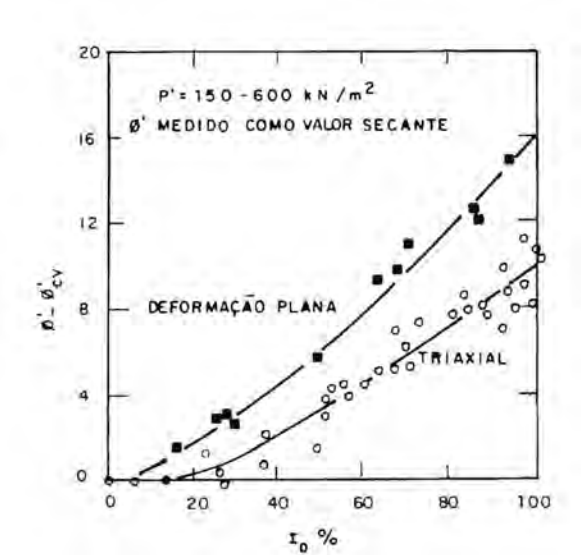


Fig. 8.5 - Valores ϕ' - ϕ' em função do índice de densidade I_D. Apud Bolton (1986)

Solos Coesivos Saturados. A Coesão não Drenada c_u

Com certa frequência tem-se observado que os valores de c_u são determinados através de ensaios de compressão simples executados em amostras indeformadas ou a partir de ensaios de palheta (Vane Tests). Cumpre ressaltar que, se de um lado esses ensaios podem fornecer valores aceitáveis de c_u para solos pouco consistentes, o mesmo não ocorre no caso de solos fortemente pré-adensados, de consistência rija ou dura.

De fato, Décourt (1991b) demonstrou que os valores de c_u determinados a partir de ensaios de compressão simples podem sub avaliar c_u em duas ou três vezes.

Na Figura 8.6 é apresentado um ensaio triaxial do tipo não adensado não drenado em uma amostra saturada de argila terciária dura de São Paulo, podendo-se observar a importância da correta consideração da pressão confinante nos resultados dos ensaios. Nesse caso, o valor correto de c_u é da ordem de quase três vezes o valor dado pelo ensaio de compressão simples.

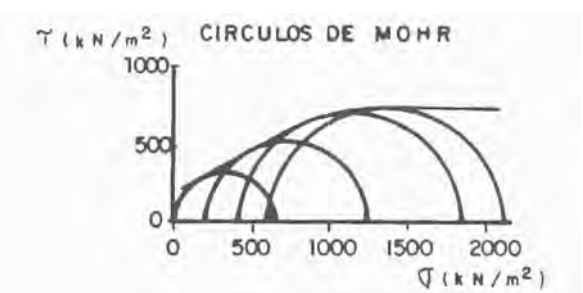


Fig. 8.6 - Ensaio triaxial não drenado em argila dura. Apud Décourt (1991b)

Uma outra possibilidade seria a obtenção de c_u a partir de ensaios "in situ", SPT e CPT. Apesar de essas correlações normalmente serem vistas com muita desconfiança, deve-se ressaltar que pelo menos elas não sofrem do grave problema de ter de se avaliar o estado de tensões "in situ" para a execução dos ensaios de laboratório, que é a principal fonte de erros na avaliação de c_u.

É bem possível que os erros decorrentes dessas avaliações de tensões superem os erros intrínsecos das correlações de c_u com N-SPT e/ou q_c - CPT, pois para os ensaios "in situ" considerações sobre os estados de tensão são, obviamente, desnecessárias.

Segundo Décourt (1989c e 1991b).

$$c_u \approx q_c / 15 - 25 \qquad (8.22)$$

e

$$c_u \cong 12{,}5\ N_{72}\ (MN/m^2) \qquad (8.23)$$

Para essas correlações c_u foi obtido através de ensaio de compressão triaxial convencional não adensado, não drenado, com devida consideração sendo dada à tensão octaédrica "in situ". O SPT era o brasileiro, com eficiência típica de 72% e o cone considerado o mecânico com ponteira de Begemann. Cuidados devem ser tomados ao analisar-se as diversas correlações propostas na literatura, devendo as seguintes questões ser investigadas.

- Qual a eficiência do SPT considerado?
- Era o cone do tipo mecânico ou elétrico?
- Como foi definida a resistência c_u?

Solos Intermediários

São aqui chamados de solos intermediários todos aqueles situados entre os limites extremos de areias e argilas saturadas.

Para esses solos, a resistência ao cisalhamento é composta de duas partes, c e ϕ. Não há maneira prática de se avaliar esses parâmetros através de ensaios "in situ", exceção talvez dos ensaios "Bore Hole Shear Test" que, entretanto, não tem nenhuma tradição de utilização no Brasil, e pouquíssima em todo o mundo.

Além do mais, as comprovações experimentais de capacidade de carga existentes na literatura internacional de uma maneira geral não contemplam esse tipo de ensaio.

Estacas Curtas

Estacas Curtas Com Topo Livre

A capacidade de carga lateral da estaca curta livre (H_B) pode ser calculada pelas condições de equilíbrio.

$$H_f = k_p^2 \gamma B \left[\frac{(D-3a)^2}{2} - \frac{a(D-a)}{2} \right] \quad (8.67)$$

$$H_f e = k_p^2 \gamma B \left[a \frac{(D-a)^-}{2} - \frac{(D-3a)^3}{3} \right] \quad (8.68)$$

H_f é obtida pela eliminação de e no sistema de equações.

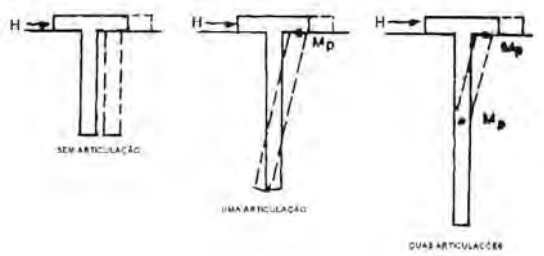


Fig. 8.26 Modos de ruptura para o caso de estacas com bloco de coroamento. Apud Fleming (1992)

Estacas Curtas Com Topo Fixo (Bloco)

Se a estaca não apresentar nenhuma articulação, a força horizontal limite será dada por:

$$H_f = \gamma B \frac{D^2}{2} k_p^2 \quad (8.69)$$

Se a estaca tiver uma articulação com momento de fluência M_f, a equação anterior toma a forma:

$$M_f = k_p \gamma B \left[a \frac{(D-a)}{2} - \frac{(D-3a)}{3} \right] \quad (8.70)$$

A carga de ruptura horizontal H_f pode ser obtida através do ábaco da Figura 8.27.

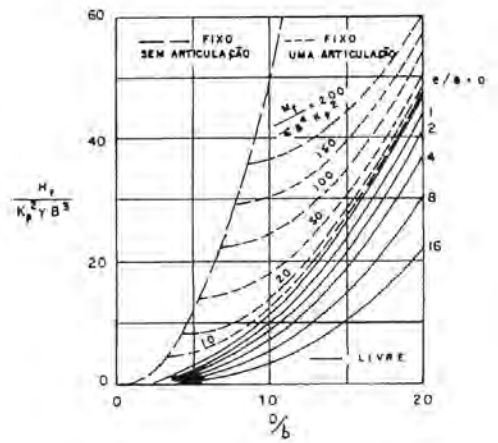


Fig. 8.27 - Ábaco para a determinação da capacidade lateral de estacas curtas em solos granulares

Estacas Longas

Estacas Longas com Topo Livre

Nesse caso, a força limite horizontal é determinada pelo fato de ela causar a ruptura da estaca por flexão. Admitindo-se que a estaca esteja quebrada a uma profundidade "f" (uma rótula), as condições de momento máximo (força transversal igual a zero) e de equilíbrio conduzem a:

$$H_f = \gamma B \frac{f^2}{2} k_p^2 \quad (8.71)$$

$$M_f = \gamma B \frac{f^3}{3} k_p^2 \quad (8.72)$$

Estacas Longas com Topo Fixo

Se o topo é fixo, isto é, estaca com bloco de coroamento (duas rótulas), a equação acima é substituída por:

$$M_f = \gamma\, B\, f^3/6\, K_p^2 \quad (8.73)$$

A determinação do valor máximo de H, H_f, pode ser obtida através do ábaco da Figura 8.28.

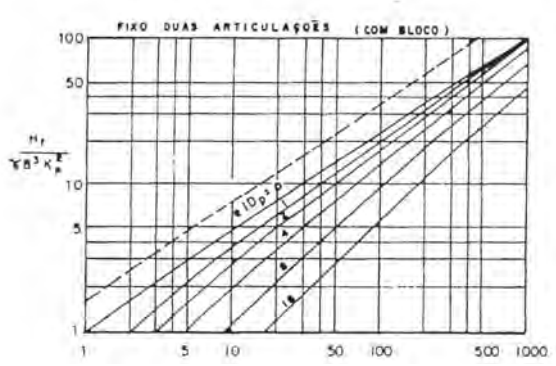


Fig. 8.28 - Ábaco para a determinação da capacidade lateral de estacas longas em solos granulares

Capacidade de Carga Lateral em Argila

Estacas Curtas

No caso de solos coesivos, a pressão lateral de terra atuante sobre estacas curtas com topo indeslocável (blocos) se desenvolve como indicado a esquerda na Fig. 8.29.

Segundo Broms, (1964), pode-se admitir que a resistência lateral abaixo de uma profundidade de 1,5B seja igual a nove vezes a resistência não drenada do solo, multiplicada pelo diâmetro da estaca.

CAPÍTUL0 9 EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Clóvis Mario Moreira Maia
João Mathias de Souza Filho
José Luiz Saes
Sigmundo Golombek
Nélio Descio Fígaro (IN MEMORIAN)
Frederico Falconi
William Roberto Antunes
Urbano Rodriguez Alonso
Hélvio Tarozzo

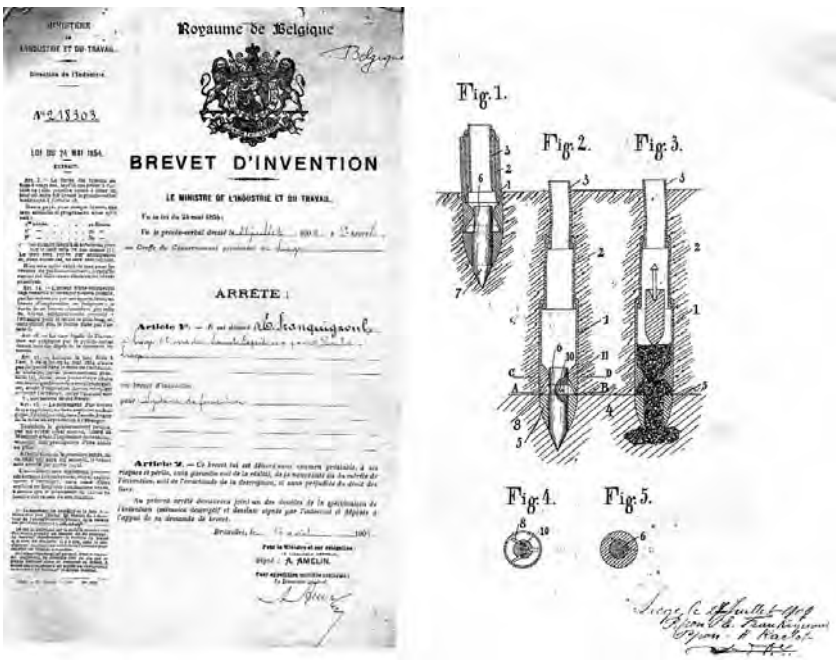
9.1 ESTACAS MOLDADAS "IN LOCO"

9.1.1 Estacas tipo Franki

Clovis M. Moreira Maia

Introdução

A estaca tipo Franki foi introduzida como fundação há mais de 85 anos por Edgard Frankignoul na Bélgica. Ele desenvolveu a ideia de cravar um tubo no terreno pelo impacto de golpes do pilão de queda livre num tampão ou plug metálico até atingir solo de apoio adequado. Com esta metodologia desenvolveu e registrou cinco patentes entre 1909 e 1921. A melhor simplificação, considerada um golpe de sorte, aconteceu 1925 em Hong Kong onde a Cia realizava um trabalho, o plug ficou bloqueado durante a execução de uma estaca. Para não interromper o trabalho o diretor de obras Paul Jourdain decidiu substituir o plug de aço por um plug de concreto seco compactado e obteve sucesso imediato.


Royaume de Belgique

BREVET D'INVENTION

LE MINISTRE DE L'INDUSTRIE ET DU TRAVAIL

ARRÊTE :

A. ANCLIN.

Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 5.

Fig. 9.1

O novo método, usando tampão de brita e areia foi patenteado em 1925. A partir daí a Cia cresceu vertiginosamente passando a depressão de 1929 sem sentir seus efeitos. Nas Figuras 9.1 e 9.2 está reproduzida a primeira patente obtida na Bélgica e a patente obtida no Brasil.

O Presidente da Republica dos Estados Unidos do Brazil:

Faz saber a quantos esta Carta Patente virem que, attendendo ao que requereo

Fig. 9.2

Os tubos e pilões devem apresentar as características da Tabela 9.3:

Tabela 9.3 - Tubos e pilões

ϕ Tubo (cm)	350	400	450	520	600	700
Peso (tf/m)	0,18	0,23	0,30	0,365	0,45	0,550
Pilão (tf)	1,5	2,0	2,20	2,80	3,50	4,0
ϕ Pilão (cm)	22	25	28	31	38	40

Os pesos dos pilões indicados na Tabela 9.3 são os mínimos, mas recomenda-se o uso de pilões mais pesados para aumentar a eficiência na execução da estaca, principalmente na cravação do tubo.

Além desses equipamentos, a execução de estacas com tubo aberto requer o emprego de ferramentas especiais que são a piteira (vasilha coletora), trépano e capacete de bater.

O bate-estaca pode estar equipado com uma perfuratriz acoplada na torre destinada à execução de pré-furo.

O pré-furo também pode ser executado com perfuratriz independente, instalada sobre o caminhão.

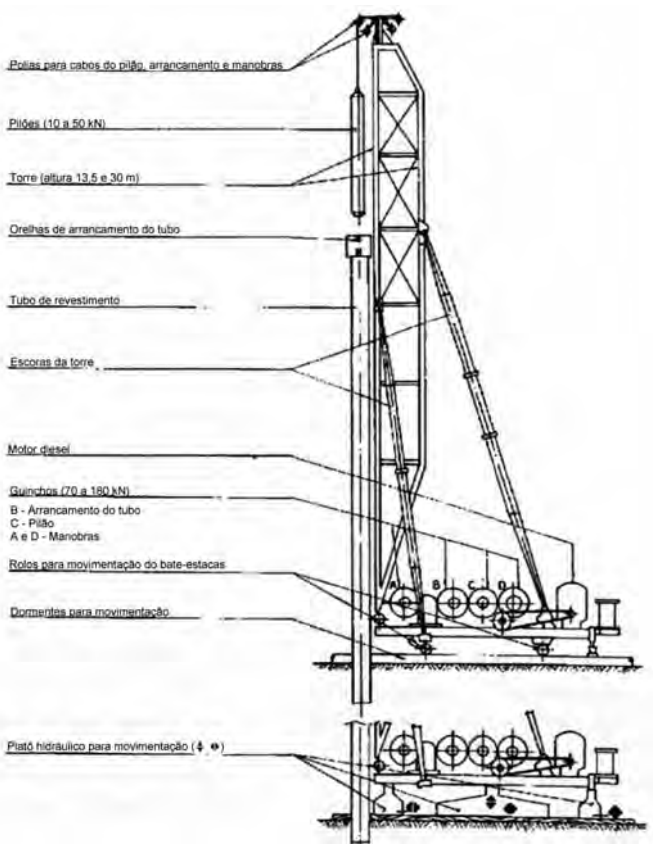


Fig. 9.5 - Bate-estaca típico (esquemático e duas fotos)

Fig. 9.5a - Foto de um bate-estacas

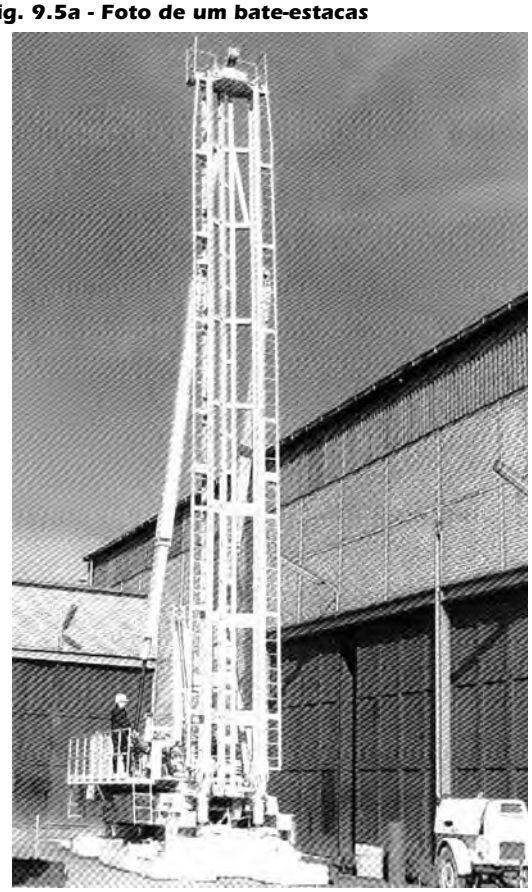


Fig. 9.5b - Foto de um bate-estacas

9.1.5 Estacas raiz e escavadas com injeção ou microestacas

Urbano Rodriguez Alonso

Introdução

Segundo a NBR 6122:2010 as estacas executadas com injeção são divididas em dois grupos a seguir descritos:

a) estaca raiz (Figura 9.20): estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada in loco executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis ("revestimento externo").

b) estaca escavada com injeção ou microestaca (Figura 9.21): estaca moldada in loco, armada, executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva e injetada com calda de cimento por meio de um tubo com válvulas múltiplas denominadas "manchetes" utilizando-se, em cada estágio, pressão que garanta a abertura das "manchetes" e posterior injeção. Ao contrário das estacas-raiz, usam-se altas pressões de injeção.

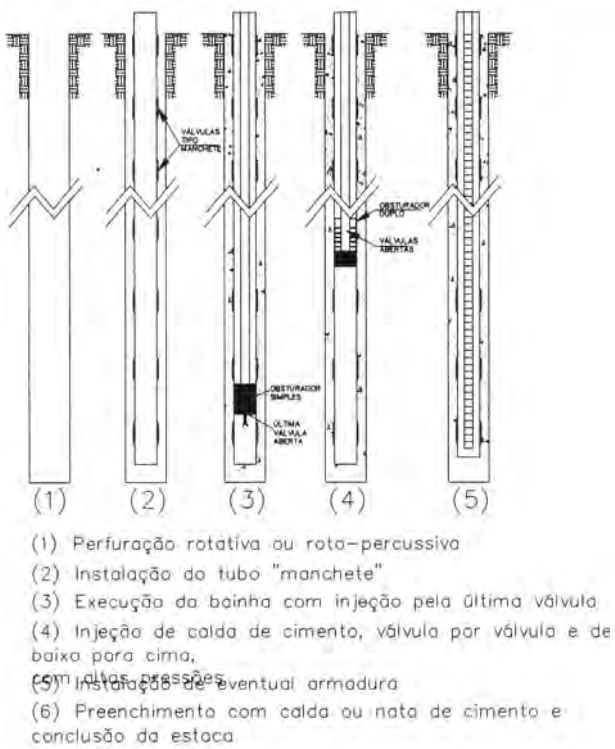


Fig. 9.21 - Fase de execução das microestacas

As estacas raiz e as microestacas diferenciam-se dos demais tipos de estacas pelo menos por três razões:

a) podem ser executadas com maiores inclinações (0 a 90º);

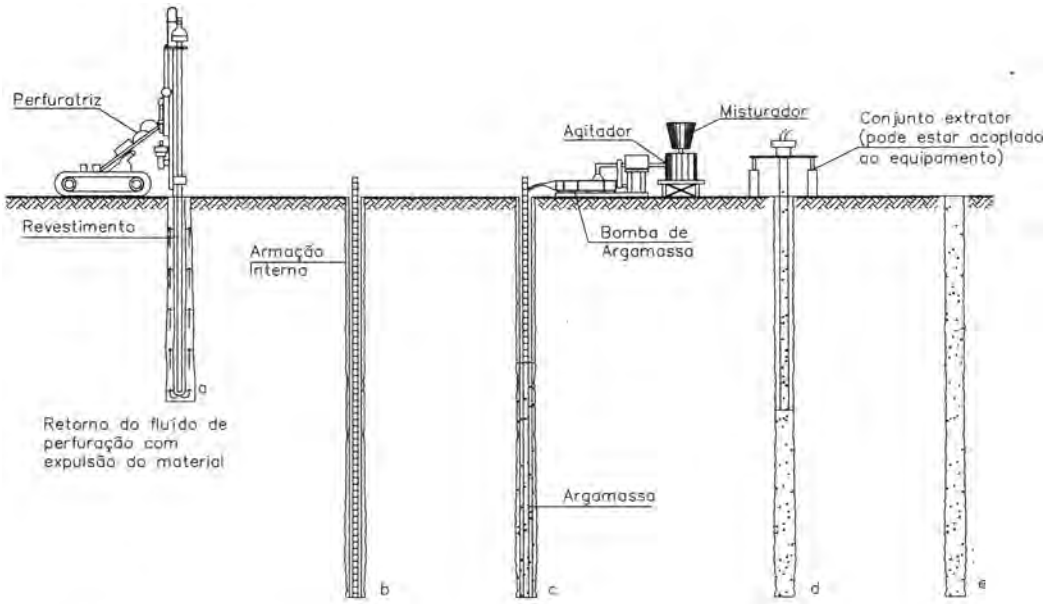


Fig. 9.20 - Fases de execução de estaca raiz

9.3 TUBULÕES

Urbano Rodriguez Alonso

Sigmundo Golombek

Introdução

Os tubulões são elementos estruturais de fundação profunda construídos concretando-se um poço (revestido ou não) aberto no terreno, geralmente dotado de uma base alargada (Figura 9.59). Diferenciam-se das estacas, porque em pelo menos na sua etapa final há descida de operário para alargamento da base ou limpeza do fundo quando não há base.

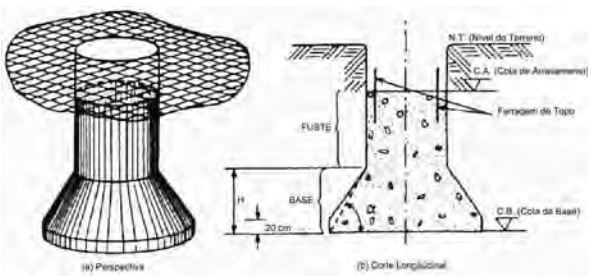


Fig. 9.59 - Geometria de um tubulão

Os tubulões dividem-se em dois tipos básicos: a céu aberto (normalmente sem revestimento) e a ar comprimido (ou pneumático), estes sempre revestidos, podendo este revestimento ser constituído por camisa de concreto armado ou por camisa de aço (metálica). Neste caso, a camisa metálica pode ser perdida ou recuperada.

Segundo a NBR 6122:2010 os tubulões a céu aberto devem ser dimensionados de maneira que as bases não tenham alturas superiores a 1,80 m. Nos tubulões a ar comprimido essa altura é permitida até 3,00 m, desde que as condições do maciço permitam ou sejam tomadas medidas para garantir a estabilidade da base durante sua abertura.

Quando as características do solo indicar que o alargamento da base é problemático, deve-se prever o uso de injeções, aplicações superficiais de cimento, ou mesmo o escoramento, a fim de evitar desmoronamento da mesma. Além disso, deve-se evitar que entre o término da execução do seu alargamento e a concretagem decorra tempo superior a 24 horas, caso contrário nova inspeção deve ser feita por ocasião da concretagem, para avaliação.

Quando a base do tubulão for assente sobre rocha, a tensão admissível deve levar em conta a continuidade desta, sua inclinação e a influência da atitude da rocha sobre a estabilidade. Se a rocha for de superfície inclinada o assentamento da base deve ser precedido do preparo desta superfície (por exemplo: chumbamento ou escalonamento em superfícies horizontais), de modo a evitar deslizamento do tubulão.

Outra recomendação importante diz respeito aos tubulões com bases assentes em cotas variáveis, os quais deverão ser executados iniciando-se pelos mais profundos, passando-se a seguir para os mais rasos. Além disso, deve-se evitar trabalho simultâneo em bases alargadas de tubulões, cuja distância, de centro a centro, seja inferior a duas vezes o diâmetro (ou dimensão) da maior base, valendo esta recomendação tanto para a escavação quanto para a concretagem, sendo especialmente importante quando se tratar de tubulões a ar comprimido.

Quando a Comissão de Estudo da revisão da norma NBR 6122:2010 discutia o texto em elaboração foi proposto, por alguns colegas, eliminarem-se os tubulões a céu aberto face à exigências da Norma Regulamentadora do NR-18 – Condições e Meio Ambiente na Indústria da Construção, que dispõe de medidas técnicas de segurança relativas à proteção do trabalhador em atividades que envolvam Escavações, Fundações e Desmonte de Rochas. Não se tendo chegado a um consenso, a NBR 6122:2010 continuou a manter esse tipo de fundação em seu texto, no Anexo J.

Tubulões a Céu Aberto

Inicialmente os tubulões a céu aberto eram executados com revestimento de concreto analogamente à tecnologia usada nos tubulões com ar comprimido, apenas não utilizando a campânula e o ar comprimido.

Posteriormente passou-se a executar tubulões tipo GOW, com revestimento por meio de camisas de aço telescópicas, até a década de 50, quando se passou a executar este tipo de tubulões sem nenhum escoramento das paredes do fuste. Entretanto, a profundidade dos mesmos estava ainda limitada ao nível d'água, condicionante que só foi eliminada com o surgimento das bombas submersíveis, passando este tipo de tubulão a ser executado mesmo abaixo da cota do nível d'água, desde que o terreno não desmoronasse e permitisse a escavação e o alargamento da base.

Os tubulões a céu aberto tiveram grande uso em São Paulo, com o surto de construção na região da Av. Paulista e no bairro de Higienópolis e posteriormente com as obras em Brasília.

No caso de existir apenas carga vertical, este tipo de tubulão não é armado, colocando-se apenas uma ferragem de topo para ligação com o bloco de coroamento (também denominado de capeamento).

CAPÍTULO 10 FUNDAÇÕES SUJEITAS A ESFORÇOS DINÂMICOS

José Maria de Camargo Barros
Waldemar Hachich

10.1. COMPORTAMENTO ESTÁTICO VERSUS COMPORTAMENTO DINÂMICO

10.1.1 Introdução

É uma tarefa difícil escrever sobre dinâmica de fundações em um país em que o ensino e a prática da Engenharia têm seu foco praticamente exclusivo no comportamento estático. Embora essa ênfase seja justificável face à pouca relevância dos eventos sísmicos registrados no País, perde-se um pouco em termos de generalidade ao se estudar exclusivamente o comportamento estático, o qual poderia, com grande vantagem, ser visto como um caso particular (com aceleração nula) do comportamento dinâmico.

Pressupõe-se, portanto, que o leitor deste capítulo, estudante ou engenheiro civil com formação brasileira tradicional, não tenha muita familiaridade com o assunto e possa, seguramente, ser assaltado por uma série de dúvidas. O que diferencia um problema estático de um problema dinâmico? Quando é que se faz necessário utilizar um modelo dinâmico para representar um fenômeno geotécnico? O que há de errado com as análises ditas "pseudoestáticas" que são muitas vezes utilizadas para verificação da estabilidade de muros de arrimo e taludes?

Os autores consideram essencial que estas dúvidas estejam conceitualmente bem esclarecidas antes de se passar a um tratamento mais formal da dinâmica das fundações. Este capítulo não começará portanto, como os textos clássicos, com a apresentação das equações do movimento de um sistema com um grau de liberdade.

Por se tratar de um capítulo de um livro de Fundações, todo o desenvolvimento do capítulo se fará em torno do problema de fundações sujeitas a solicitações dinâmicas impostas pela utilização, caso típico de fundações de máquinas. Não serão tratados, portanto, modelos para a análise de fundações sujeitas a sismos, explosões, etc., tampouco as propriedades dos solos necessárias para essas análises, tais como o potencial de liquefação.

10.1.2. Forças de Inércia

O que diferencia um problema estático de um problema dinâmico? Por que é que nem se fala em dinâmica no projeto da grande maioria das fundações?

A explicação é simples: a maioria das ações às quais as fundações são submetidas têm caráter estático (ou quase estático). E o que se entende por comportamento estático? A tentação simplista é definir como estático aquilo que não varia no tempo. Deve-se, porém, procurar definição mais rigorosa, posto que a carga aplicada por um edifício às suas fundações seguramente varia no tempo e todavia as fundações de edifícios são geralmente projetadas, no Brasil, estaticamente.

Na verdade, o que caracteriza um fenômeno como dinâmico não é apenas a sua variabilidade no tempo, mas a interveniência de forças de inércia. A variação no tempo tem que haver, mas tem que ser de tal sorte a gerar forças de inércia.

Inércia é basicamente a oposição ao movimento. A massa de um corpo é a expressão da sua inércia aos deslocamentos translacionais. Correspondentemente, os momentos de inércia representam a inércia aos deslocamentos rotacionais.

A resultante das forças que agem sobre um corpo é responsável pela aceleração desse corpo de acordo com a 2ª lei de Newton:

$$F = m \cdot a = \rho \cdot \text{Volume} \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \qquad (10.1)$$

onde ρ é a massa específica do material.

Como todos os corpos com que os engenheiros civis lidam devem estar em equilíbrio sob a aceleração da gravidade, massa e força peso são frequentemente confundidas. O sistema de unidades MKS técnico, de uso consagrado no Brasil por décadas, só fez colaborar para essa confusão pelo estabelecimento da igualdade numérica — e até de nomenclatura, visto que a denominação quilograma força (o esquecido quiloponde) era frequentemente abreviada para quilograma — entre massa e força peso. Com a adoção do sistema internacional de unidades (SI) torna-se mais simples evitar as confusões: massa é medida em quilogramas, força em Newtons, e o peso de um corpo cuja massa é 1 kg é da ordem de 10 N (1 N = 1 kg x m / s^2). O estudante de Dinâmica, particularmente aquele educado

Estimando-se o coeficiente de Poisson ν, o módulo de cisalhamento e a amplitude de deformação cisalhante podem ser calculados com base na teoria da elasticidade

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{10.36}$$

$$\gamma = (1+\nu)\varepsilon \tag{10.37}$$

Resta ainda mencionar um importante avanço que ocorreu nos últimos anos na técnica de determinação de parâmetros dinâmicos de solos em laboratório (Alarcon et al., 1986), que é a combinação dos ensaios torcional cíclico e coluna ressonante num único equipamento de forma a ensaiar o mesmo corpo de prova. Essa nova técnica permite obter, a partir de um mesmo corpo de prova, as curvas de variação do módulo de cisalhamento e da razão de amortecimento em função da deformação cisalhante numa muito ampla faixa de deformações, desde cerca de 10-4% até próximo da ruptura.

10.6 FATORES QUE AFETAM OS PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS

Este item, referente aos fatores que afetam as propriedades dinâmicas dos solos, é dividido em três partes: a primeira trata do módulo de cisalhamento máximo; a segunda é dedicada à relação entre o módulo de cisalhamento e a amplitude de deformação cisalhante; a terceira, por fim, discute a razão de amortecimento. O texto apresentado se restringe a situações não sísmicas, dando-se ênfase aos principais fatores de influência para problemas de fundação de máquinas.

Informações sobre o comportamento dinâmico de solos brasileiros são incluídas, quando disponíveis, ao longo do texto.

10.6.1 Módulo de Cisalhamento Máximo

O módulo de cisalhamento dinâmico dos solos é uma propriedade dependente da deformação, decrescendo com o aumento desta. É, entretanto, praticamente constante para amplitudes de deformação cisalhante menores do que 10^{-3}%, sendo nesta situação denominado de módulo de cisalhamento máximo e representado por G_{max}.

A grosso modo, pode-se dizer que, em solos, V_s varia tipicamente entre 100 e 500 m/s, o que resulta numa variação de G_{max} entre 20 e 500 MPa. Inúmeras investigações têm sido feitas visando identificar os fatores que afetam o módulo de cisalhamento máximo. A Tabela 10.4 classifica os diversos fatores em quatro níveis de importância. Os mais relevantes são discutidos a seguir. Apresenta-se posteriormente uma breve revisão das principais correlações existentes entre G_{max} e várias outras propriedades dos solos.

Tabela 10.4 - Nível de importância dos fatores que afetam o valor de G_{max} (apud Barros, 1997)

Nível de Importância	Fator
Muito importante	tensão principal efetiva na direção da propagação de onda
	tensão principal efetiva na direção da propagação de onda
	índice de vazios
	grau de saturação (especialmente em argilas e siltes)
	grau de cimentação
Importante	razão de sobreadensamento (em argilas plásticas)
	tempo (em argilas)
	teor de partículas finas em areias
	carregamento cíclico anterior
Menos importante	tensão de cisalhamento estática
	sobreadensamento sob tensões anisotrópicas (em areias)
	forma dos grãos (em areias)
	frequência (em argilas)
Relativamente não importante	tamanho dos grãos
	distribuição granulométrica
	número de ciclos
	terceira tensão principal efetiva
	tipo de vibração
	condição de drenagem
	temperatura

a. Efeitos da Tensão Efetiva, Índice de Vazios e Razão de Sobreadensamento

Como resultado de uma série de investigações em laboratório durante as décadas de 60 e 70, Hardin (1978) pôde propor a seguinte expressão para estimativa do valor do módulo de cisalhamento máximo imediatamente após o adensamento primário do solo, válida tanto para argilas quanto para areias:

$$G_{max} = 625\frac{RSA^K}{0{,}3+0{,}7e^2}(p_a\sigma_0)^{1/2} \tag{10.38}$$

onde σ_0 é a tensão normal efetiva octaédrica, e o índice de vazios, RSA a razão de sobreadensamento, p_a a pressão atmosférica e K é um valor que depende do índice de plasticidade do solo, conforme indicado na Tabela 10.5. A introdução da pressão atmosférica na expressão 10.38 permite que a mesma seja usada em qualquer sistema de unidades.

Tabela 10.5 - Valores do expoente K em função do índice de plasticidade

IP (%)	0	20	40	60	80	≥100
K	0	0,18	0,30	0,41	0,48	0,5

CAPÍTULO 11 FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS "OFFSHORE"

Jayme R. C. Mello
Francis Bogossian

11.1 NOÇÕES SOBRE GEOTECNIA OFFSHORE

11.1.1 Generalidades

No Brasil, os termos "Geotecnia Offshore" ou "Geotecnia Marinha" passaram a ser utilizados amplamente a partir do final da década de 70, com o início das investigações geotécnicas para o projeto de fundação das plataformas fixas da Bacia de Campos, litoral do Estado do Rio de Janeiro.

Praticamente, toda a atividade offshore realizada na costa brasileira está voltada para a exploração de hidrocarbonetos. Esta atividade localizada da indústria do petróleo, aliada a uma certa inibição que o tema provoca nos Geotécnicos não familiarizados, traz como consequência a redução do número de profissionais que atuam na especialidade (no Brasil não chegando a dezenas, enquanto que em todo o mundo possivelmente não representando mais do que um milhar).

Apesar desta restrição, observa-se que é muito tênue a interface entre o trabalho desenvolvido na Geotecnia Offshore e o praticado pela Geotecnia tradicional. De acordo com Le Tirant (1979), por exemplo, os solos marinhos não se distinguem significantemente dos presentes nos depósitos terrestres, a menos das seguintes particularidades:

- a diagênese[b] dos solos é normalmente menos desenvolvida em ambiente marinho;
- o ambiente marinho é mais deposicional do que erosional, de modo que as propriedades dos sedimentos são mais uniformes do que as dos solos existentes em terra e os solos marinhos comumente seguem um padrão de deposição função da lâmina d'água, onde as granulometrias mais finas estão localizadas em águas mais profundas. Exceção à regra são os depósitos de material calcáreo, com granulometria granular e/ou argilosa, comumente encontrados em águas, que nos tempos pretéritos ou atuais de sua formação eram rasas, banhadas por correntes tropicais, expostos a condições propícias de ensolação;
- o fato dos solos marinhos terem saturação próxima de 100%, geralmente simplifica as considerações de projeto. Entretanto, a presença de gases dissolvidos (especialmente em regiões deltáicas) ou mesmo de hidratos (típicos de águas profundas), torna-se um fator complicador para a análise geotécnica. Em adição, a ocorrência de descompressão e gaseificação durante a amostragem, dificulta o conhecimento sobre as reais características do depósito;
- a ocorrência de erosão do solo superficial ("scour") e/ou enterramento da estrutura durante a sua vida útil, é outro aspecto que requer consideração no projeto de estruturas submersas.

Na realidade, são as técnicas de investigação e de execução da fundação, principalmente no que se refere ao desenvolvimento de equipamentos, que impõem os maiores contrastes entre se trabalhar no mar ou em terra.

Quanto ao projeto de fundação, observa-se que diversas metodologias de análise hoje amplamente utilizadas, foram desenvolvidas a partir das aplicações offshore (curvas "p-y" de carregamento lateral de estacas, curvas "t-z" de transferência axial de carga de estacas, métodos para o cálculo da capacidade de carga de estacas fundadas em solos argilosos etc.). Em adição, ocorre também que nos projetos offshore está embutido um maior grau de conservadorismo do que o das obras em terra. Este conservadorismo não se traduz diretamente nos fatores de segurança recomendados por normas e códigos mas, no "approach" de projeto para majoração das cargas.

Quanto à interpretação dos parâmetros geotécnicos, ocorre que as campanhas marinhas de investigação são menos representativas do que as realizadas para obras em terra com idêntico nível de responsabilidade. Apesar de utilizarem tecnologias de ponta especialmente desenvolvidas para viabilizar o trabalho no mar, isto se verifica porque:

[a] O início da exploração de hidrocarbonetos na Bacia de Campos não coincide com o início da exploração "offshore" no Brasil, haja vista que a primeira plataforma da Costa Brasileira, Guaricema-I, foi instalada em 1968 no litoral do Estado de Sergipe.

[b] Conjunto de fenômenos que modificam os sedimentos desde o início de sua deposição.

11.3.2 Conceituação de Segurança

À partir do século XIX, para se realizar a cobertura de seguro contra acidentes de embarcações, as seguradoras passaram a cobrar dos armadores que os projetos das embarcações fossem aprovados por uma instituição técnica reconhecida pela sua capacitação e credibilidade. Passou a ser requerido também, que a intervalos regulares as embarcações fossem inspecionadas, de modo a se assegurar que os cuidados de manutenção mantinham o meio naval em bom estado de conservação, ou seja, que durante a vida útil da embarcação as mesmas considerações de projeto permaneciam válidas. Estas exigências foram as responsáveis pela formação das Sociedades Classificadoras (Det Norske Veritas, Loyds Register, Bureau Veritas e American Bureau of Shipping).

Como as estruturas offshore também estão situadas em mar aberto, sofrendo a ação adversa dos esforços ambientais, as empresas seguradoras passaram a exigir o mesmo ritual de certificação, tanto para o projeto, quanto para qualquer procedimento operacional que venha a ser necessária para a sua operação (como por exemplo, de transporte e de instalação). Desta forma, caso a estrutura tenha sido certificada, além dos cuidados usuais da projetista, certamente esta estrutura também passou por uma verificação adicional da certificadora. Cada certificadora tem seus próprios métodos de análise. No caso da Det Norske Veritas, em especial, esta emite regras de projeto (DNV, 1979), que muitas vezes são seguidas pelas projetistas, independentemente da estrutura estar sendo certificada ou não pela DNV.

Para o dimensionamento das ancoragens por âncora, existem diversas técnicas de dimensionamento. O fabricante Vryhof Anckers (1990), por exemplo, recomenda que um fator de segurança de 2 seja apli-

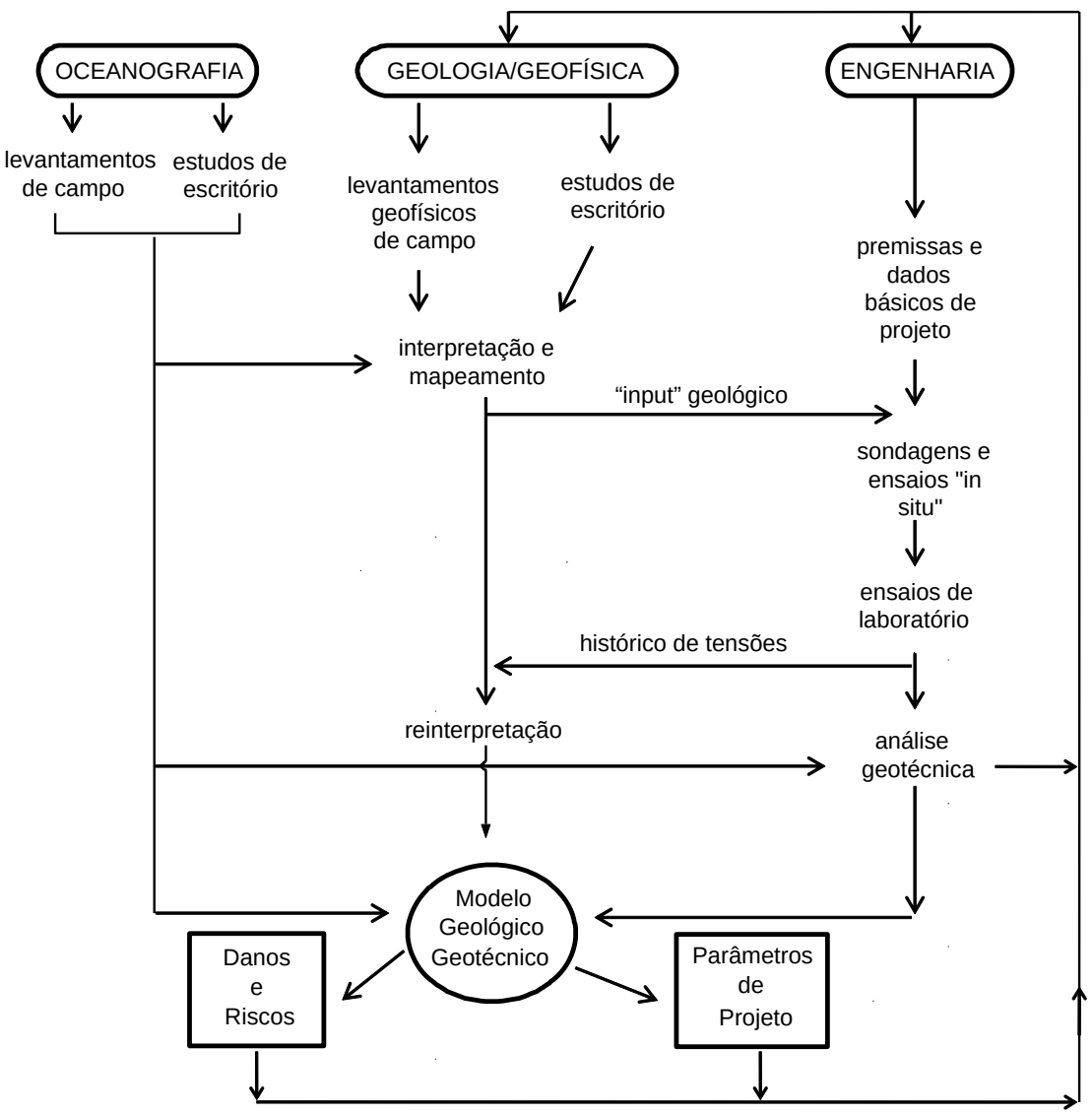


Fig. 11.13 - Uma visão geotecnológica da integração das especialiddes

CAPÍTULO 12 REFORÇO DE FUNDAÇÕES

12.A REFORÇO DE FUNDAÇÕES CONVENCIONAIS

Mauri Gotlieb

12.1 INTRODUÇÃO - FUNDAÇÕES CONVENCIONAIS

O presente capítulo visa discorrer sobre o assunto relativo às subfundações que abrangem tanto a substituição como os reforços de fundações existentes. Estes serviços servem para renovar ou aumentar a segurança da fundação original, em virtude do seu mau desempenho ou de aumento do carregamento por ampliação de áreas ou mudança do tipo de uso da edificação.

Por se tratar de trabalhos muitas vezes perigosos, sempre delicados, em geral onerosos e causadores de transtornos aos usuários da obra, é necessário que se realizem estudos e orçamentos cuidadosos para uma avaliação adequada da viabilidade e conveniência de tais serviços.

12.2 CONCEITOS DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO

Os reforços de fundação representam uma intervenção no sistema solo-fundação-estrutura existente, visando modificar seu desempenho. Tal intervenção faz-se necessária nos casos em que as fundações existentes se mostrem inadequadas para o suporte das cargas atuantes ou, ainda, quando ocorrer um aumento no carregamento e este novo valor não puder ser absorvido sem riscos e reduções consideráveis nos coeficientes de segurança.

12.2.1 Manifestações

Quando há um mau desempenho de uma fundação, aparecem manifestações decorrentes deste fato através de danos que podem ser verificados:

- nas próprias peças de fundação, pela deterioração dos materiais que as compõem, com a consequente perda de resistência. Nas peças em concreto armado ocorrem deformações excessivas, perda de recobrimento da armadura, oxidação das barras de aço, esmagamentos, ruturas, fissuras etc. Nas estacas metálicas surgem as oxidações e/ou corrosões. Nas estacas de madeira ocorre o seu apodrecimento principalmente na região do topo, com perda de material, e
- na obra como um todo, pelos recalques e desaprumos. (Foto 12.1).

Foto 12.1 - Recalque de fundação

12.2.2 Danos

Como decorrência do mau funcionamento das fundações, manifestam-se danos de três tipos distintos e que podem ser definidos como sendo:

- danos arquitetônicos, que são aqueles que comprometem a estética da edificação, como, por exemplo, trincas em paredes e acabamentos, rompimento de painéis de vidro ou mármore etc. Neste caso, o reforço é optativo, pois não envolve riscos quanto à estabilidade da construção (Foto 12.2);
- danos funcionais, que são aqueles causados à utilização da edificação, tais como refluxo ou rutura de rede de esgotos e/ou águas pluviais, desgaste excessivo dos trilhos-guia de elevadores, mau funcionamento de portas e janelas etc. A partir de certos limites, será necessário o reforço, uma vez que podem advir transtornos no uso da construção; e
- danos estruturais, que são aqueles causados à estrutura propriamente dita, isto é, pilares, vigas e lajes. Nesta situação, o reforço é sempre necessário, pois a sua ausência implica instabilidadeda construção, podendo até mesmo levá-la ao colapso. (Foto 12.3)

12.5.6 Estacas Convencionais

Nos casos em que haja altura suficiente para a instalação de um bate-estacas, é possível considerar-se o emprego de estacas um tanto mais convencionais de concreto armado ou protendido, ou ainda estacas metálicas por perfis soldados, laminados, trilhos ou tubos de parede grossa. Em geral, serão necessárias emendas, pois raramente o pé-direito disponível será tal que permita a cravação de peças únicas.

Ainda é possível, nestes casos, considerar-se o uso de estacas moldadas "in loco" tipo Strauss, pois o equipamento, constituído por um tripé, em geral consegue ser instalado em locais com pé-direito um tanto restrito (cerca de 5,0 metros). Neste caso, há necessidade do uso de tubos de revestimento de pequeno comprimento (cerca de 2,0 metros).

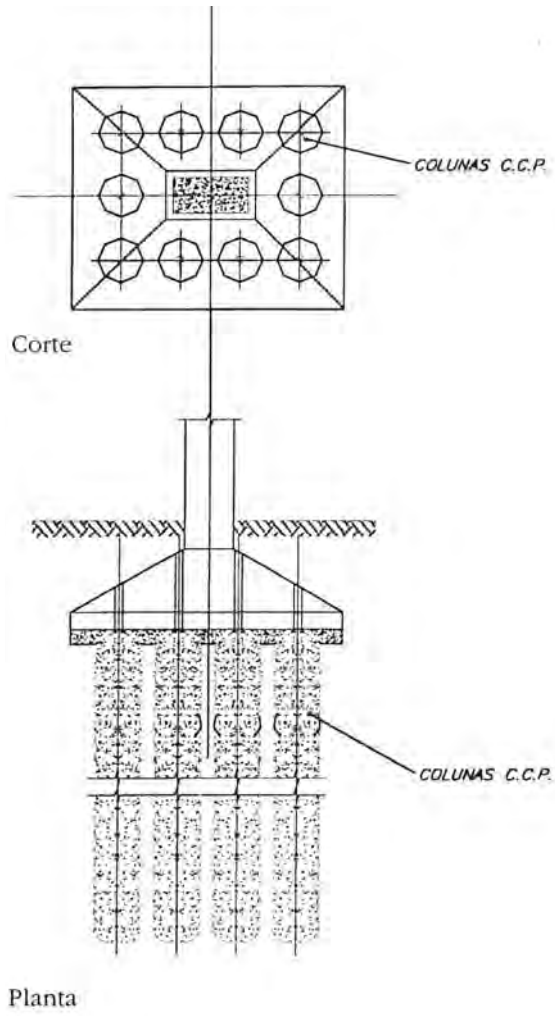


Fig. 12.9 - Melhoria do solo por colunas CCP

12.5.7 Sapatas, Tubulões e Estacas Adicionais

Trata-se da instalação de mais apoios, por meio do acréscimo de sapatas, tubulões ou estacas, de tal forma a reduzir o carregamento nas fundações originais. Tal medida visa a compensar o aumento de carregamento ou a adoção de uma tensão aplicada ao solo, que tenha sido elevada diante da qualidade do material de apoio.

12.5.8 Melhoria das Condições do Solo

Nesta categoria, consideram-se os métodos que permitam melhorar as características de resistência e compressibilidade dos solos de apoio das fundações.

Os tipos mais prováveis a serem utilizados seriam a injeção de nata de cimento ou gel sob altas pressões ou "jet grouting" e CCP. Estes processos estão descritos no capítulo 18. Como ilustração, vide Figura 12.9.

12.6 ESCOLHA DO TIPO DE REFORÇO

A escolha do tipo de reforço a ser adotado vem em decorrência do diagnóstico alcançado e da experiência e julgamento dos profissionais envolvidos no problema. A definição do tipo a ser aplicado deve ficar sujeita a diversas condicionantes, descritas ao lado a seguir.

12.6.1 Condicionantes Técnicas

É necessário que haja uma perfeita compatibilidade entre as condições do solo, da estrutura e do reforço. Assim, por exemplo, o tempo para a execução dos reforços deve ser compatível com a resposta da obra quanto à velocidade do seu ganho de estabilidade. Outro exemplo consiste em verificar se as peças que receberão os esforços adicionais estariam aptas para tal, ou se seria necessário proceder-se à execução de reforços estruturais das mesmas.

12.6.2 Condicionantes Econômicas

É necessário adequar a relação custo/benefício do reforço. Deve-se verificar se os custos do reforço são compatíveis com o valor da construção no mercado. Há situações em que o reforço das fundações permite caracterizar a obra como sendo uma reforma, com consequente aproveitamento maior do terreno, isto é, a área construída tornar-se-ia bem maior do que se se tratasse simplesmente de uma construção nova.

Há de ser ressaltado que, nos casos de monumentos históricos e de certos edifícios públicos, independentemente do seu custo, o reforço torna-se indispensável, dante do valor intrínseco da edificação.

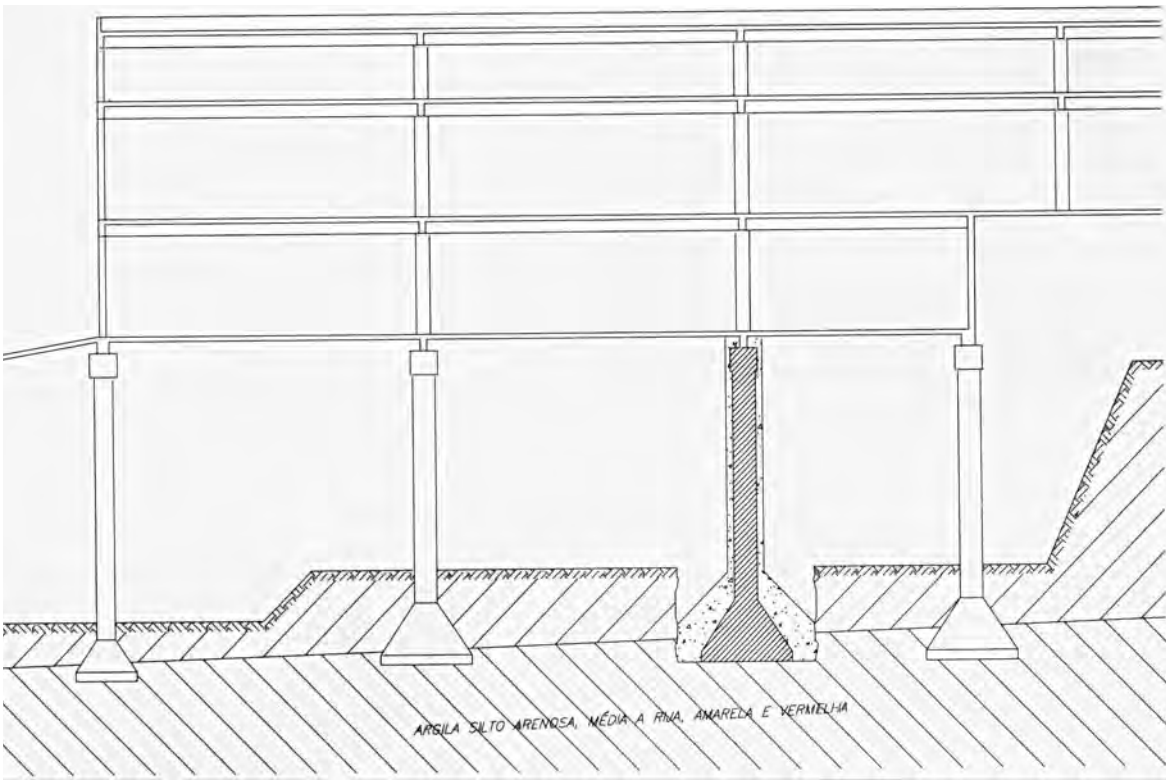


Fig.12.12 - Esquema de reforços de tubulões

12.8.4 Substituição de Fundações

Na mesma obra apresentada como exemplo no item 12.8.3 - Reforço de bases de tubulões, foi necessária a troca de fundações de uma parte do prédio que se encontrava apoiada em sapatas. Dante da necessidade de serem implantados vários níveis de subsolos adicionais, tornou-se imperiosa a modificação das fundações rasas para fundações profundas. Em virtude das características coesivas do solo e de sua baixa permeabilidade, optou-se por tubulões a céu aberto, até porque tais serviços seriam feitos dentro do subsolo já existente na edificação original, com consequente limitação de "pé-direito" (Figura 12.13).

Como o prédio deveria continuar em funcionameto, foi necessária uma operação de transferência das cargas atuantes para fundações provisórias por tubulões a céu aberto. Transferida a carga do pilar para os tubulões provisórios através de uma estrutura metálica (Figura 12.14), o pilar foi cortado (Foto 12.13), a sapata existente demolida com auxílio de explosivos e um tubulão a céu aberto foi executado bem no centro do pilar. O fuste do tubulão foi armado para trabalhar como pilar à medida que fosse sendo efetuada a escavação para implantação dos subsolos. Terminada a execução do novo tubulão, este foi conectado ao pilar original já devidamente reforçado (Figura 12.13 e Fotos 12.14 a 12.16). Uma descrição mais detalhada desta obra pode ser encontrada em Gotlieb (1991).

Foto 12.13 - Escoramentos metálicos e pilares cortados

CAPÍTULO 12 REFORÇO DE FUNDAÇÕES

12.B REFORÇO DE FUNDAÇÕES DE MONUMENTOS HISTÓRICOS

Jaime de Azevedo Gusmão Filho (IN MEMORIAN)

12.10 INTRODUÇÃO - FUNDAÇÕES DE MONUMENTOS HISTÓRICOS

Monumentos e sítios históricos são exemplares de atividades de construção do homem no passado, que resistiram a eventos naturais ou provocados pelo próprio homem. Eles podem constar de simples áreas tratadas, como aterros, cortes e pinturas, cavernas, peças, fachadas etc. a estruturas mais complexas, a exemplo de castelos, conventos, monastérios, igrejas, torres e fortes.

No Brasil, pode-se citar como exemplos de monumentos ou sítios históricos os sambaquis dos índios encontrados no Paraná; a fachada da igreja das Missões em Santo Ângelo, no Rio Grande do Sul; as igrejas de Pernambuco remontando aos séculos 16 a 18; as fortificações militares presentes no interior da selva amazônica, em Natal, no Recife e Salvador; as igrejas da Bahia e Minas Gerais; o casario colonial de Olinda e São Luiz do Maranhão etc.

Os monumentos históricos frequentemente apresentam desempenho insatisfatório, por conta de características próprias, diferenciadas, que o tempo lhes imprime. Seu aspecto atual nem sempre reproduz as condições originais, vez que modificações, acréscimos, derrubadas e mudanças as mais variadas são comuns ao longo de sua vida útil.

Como testemunhos da história do homem, de seus valores culturais, criatividade e organização social, a preservação dos monumentos e sítios históricos tem se constituído em uma exigência cada dia maior da comunidade, orgulhosa dos marcos do seu passado, muitos deles reconhecidos como Patrimônio Natural e Cultural da Humanidade pela UNESCO.

Chama-se **conservação** ao conjunto de medidas de prevenção e salvaguarda, com o fim de garantir a **estabilidade** e **funcionalidade** do monumento. O reforço de fundações é apenas um dos itens prováveis destas intervenções. Uma apresentação sistemática do assunto é oferecida pelo Comitê Técnico de Preservação de Sítios Históricos TC-19 da ISSMFE (1994).

As intervenções de restauração ou reforço dos monumentos são executadas com tecnologias modernas e usando materiais de comportamento mecânico diferente dos materiais originais. Por isso elas devem ser bem avaliadas quanto aos resultados esperados no desempenho de um dado elemento ou parte do monumento, ou sobre a estabilidade do conjunto.

Finalmente as intervenções, além de garantirem a integridade estrutural do monumento, não devem descaracterizá-lo nem à sua ambiência.

12.11 CARACTERÍSTICAS DOS MONUMENTOS

A grande maioria dos monumentos históricos se caracteriza por terem sido construídos em passado mais ou menos remoto, usando **técnicas rudimentares** e **materiais naturais** de solo, rocha e peças vegetais, compactados e/ou rejuntados por outros materiais, também naturais, que funcionam como ligante**.**

Os materiais utilizados, de modo geral, vinham de áreas vizinhas ao sítio de construção, que frequentemente era escolhido próximo da jazida, a uma distância mínima. Neste sentido, as rochas locais eram o material preferido para as fundações, os vãos das aberturas e os cantos das paredes mais elevadas. As igrejas de Olinda têm fundações de blocos de rocha calcária, que é a rocha local, enquanto as igrejas do Recife têm fundações e paredes revestidas de pedras areníticas, colhidas na linha de arrecifes da costa. As igrejas e prédios antigos do Rio de Janeiro mostram o uso de pedra granítica, própria da geologia local.

Outra característica dos monumentos é que, desde o início de sua construção, eles vêm passando por **transformações**, que modificam ou alteram as suas condições de segurança e funcionalidade por várias razões: o tipo e intensidade dos processos físicos, químicos e biológicos prevalecendo no meio ambiente; as propriedades dos solos e rochas usados como materiais de construção, principal-

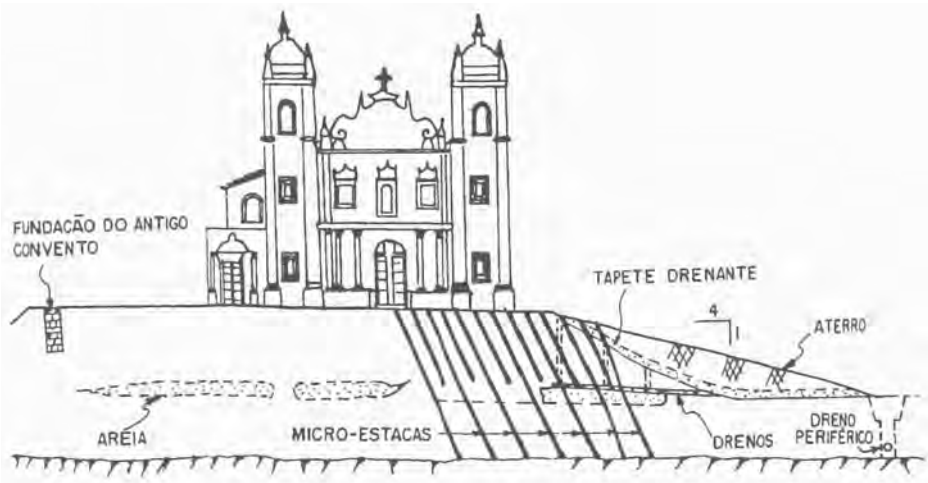


Fig. 12.21 Restauração da Igreja do Carmo, Olinda.

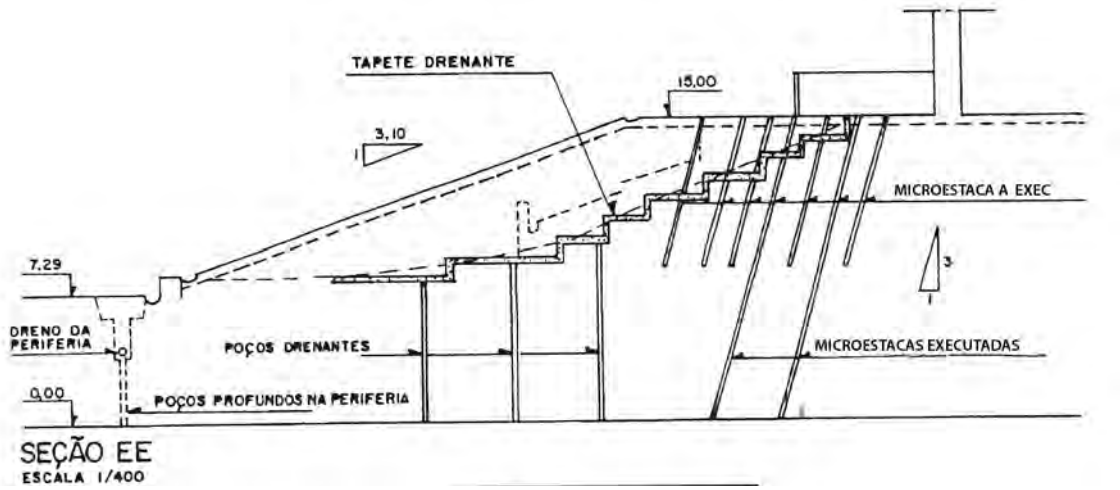


Fig. 12.22 - Seção transversal no talude da torre esquerda, Igreja do Carmo, Olinda

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CERRI, L. E., MACEDO, E. S. AUGUSTO FILHO, O. Risco geolôgico: uma nova área de atuação dageologia no Brasil. In: 6 Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador, 1990. Anais, v. 2, ABGE / ABMS, São Paulo, p. 319 - 325, 1990.

BURLAND, J. B. e WROTH, C. P. Settlement of buildings and associated damage. General Report, Session V, Conference British Geotechnical Society, London, 1974. In: Settlement of Structures. London, Pentech Press, p. 611 -654, 1975.

GUSMÃO FILHO, J. A. , JUCÁ, J. F. T. e JUSTINO DA SILVA, J. M. Mecanismos dos movimentos dos morros de Olinda. In: 8° Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, 1986. Anais, ABMS, São Paulo, v. 3, p. 135-149, 1986.

GUSMÃO FILHO, J. A. , JUSTINO DA SILVA, J. M. e JUCÁ, J. F. T. The movements in the hills of Olinda, Brazil. In: Symposium on Engineering Geology of Ancient Works, Monuments and Historical Sites, Atenas, 1988. Proceedings, A.A.Balkema, Rotterdam, v. 1, p.191 - 199.

GUSMÃO FILHO, J. A. , JUSTINO DA SILVA, J. M. e JUCÁ, J. F. T. Field instrumentation related to downslope movements. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989. Proceedings, A.A.Balkema, Rotterdam, v. 3, p.1565-1568, 1989.

GONZÁLEZ FLORES, M. Raise of a side-settled XVIII century church in Mexico City. In: X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981. Proceedings, A.A.Balkema, Rotterdam, 1981.

HULTSJÖ, S. Foundations of old structures and monument performance studies. In: XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1994. Proceedings, A.A. Balkema, Rotterdam, v. 5, p. 239 - 242, 1994.

JAMIOLKOWSKY, M., LANCELLOTA, R .e PEPE, C. Leaning Tower of Pisa - Updated information. In: 3rd Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, 1993. Proceedings, Rolla University, USA, 1993.

NUYENS, J. e TOMIOLO, A. Instrumentation of ancient monuments and historical sites. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1994. Proceedings, A.A.Balkema, v. 5, p. 243 - 244, 1994.

SANPAOLESI, L. Structural behavior of the leaning Tower of Pisa. In: Structural Engineering International, SEI, V. 3, n 1, IABSE, Zurich, p. 20 - 21, 1993.

TECHNICAL COMMITTEE ON PRESERVATION OF HISTORICAL SITES TC-19. Relatório. Rome, ISSMFE, 1994.

TERRACINA, F. Foundations of the Tower of Pisa. In: Géotechnique, v. 12, n 3, London, 1962.

CAPÍTULO 13 OBRAS DE CONTENÇÃO

Jarbas Milititsky **Arsenio Negro Jr.**
Stelvio M. T. Ranzini (IN MEMORIAN) **José Luiz Saes**
André Jum Yassuda
Armando Negreiro Caputo (IN MEMORIAN)

13.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

13.1.1 Preâmbulo

Inicialmente serão apresentados comentários e definições sobre os diversos processos executivos de contenções.

Contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação ou aterro.

Muros são estruturas continuas de contenção, constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiada numa fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenarias ou em concreto (simples ou armado) ou ainda, de elementos especiais. Sua fundação pode ser direta, rasa e corrida ou profunda, em estacas ou tubulões.

Escoramentos são estruturas provisórias executadas para possibilitar a construção de outras obras. São utilizados mais comumente para permitir a execução de obras enterradas ou o assentamento de tubulações embutidas no terreno.

Cortinas são contenções ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, caracterizadas pela pequena deslocabilidade.

Reforços do terreno, como se verá no Capítulo 18, são construções em que um ou mais elementos são introduzidos no solo com a finalidade de aumentar sua resistência para que possa suportar as tensões geradas por um desnível abrupto. Nesta categoria enquadram-se *o Solo Reforçado, a Terra Armada e o Solo Grampeado ou Pregado.*

13.1.2 Muros

a. Tipos

Muros de Gravidade são estruturas contínuas, massudas, que resistem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Em geral são empregadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 m.

Podem ser construídos de concreto simples, ciclópico ou com pedras, argamassadas ou não.

Muros de Flexão são estruturas esbeltas, com secção transversal em forma de "L" ou "T" invertido, que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apoia sobre a base do "L" ou do "T", para manter-se em equilíbrio. Em geral são construídos em concreto armado, tornando-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7 m (Figura 13.1).

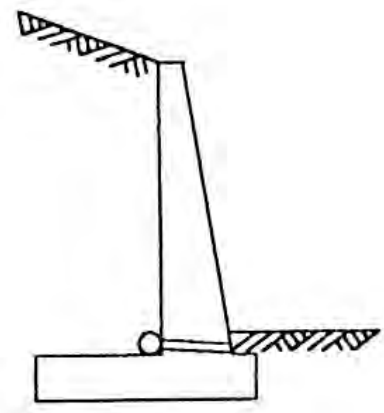


Fig. 13.1 - Muro de flexão

Muros mistos são estruturas com características intermediárias entre os acima referidos, que funcionam, portanto, parcialmente pelo peso próprio e parcialmente a flexão, utilizando parte do terrapleno como peso para atingir uma condição global de equilíbrio.

Muros de Contrafortes são os que possuem elementos verticais perpendiculares ao paramento de contenção de maior porte, chamados contrafortes ou gigantes, espaçados, em planta, de alguns metros, e destinados a suportar os esforços de flexão pelo engastamento na fundação. O paramento do muro, nesse caso, é formado por lajes verticais que se apoiam nesses contrafortes. Como nos muros de flexão, o equilíbrio externo da estrutura é conseguido tirando-se proveito do peso próprio do maciço arrimado, o qual se apoia sobre a sapata corrida ou

As pranchas horizontais recebem o empuxo do terreno e o transmitem às abas dos perfis verticais que, por sua vez, se apoiam nas longarinas mantidas em posição pelas estroncas.

Esse tipo de escoramento foi empregado na construção do Metrô de Berlim, motivo pelo qual é conhecido também como "berlinense".

Cuidados Especiais — As pranchas devem sempre manter contato íntimo com o maciço arrimado, sendo forçadas, por meio de cunhas, contra o solo para evitar vazios responsáveis por deslocamentos do maciço com consequente abati- mento da superfície do terreno vizinho à escavação. As estroncas, por sua vez, devem ser encunhadas contra as longarinas também para reduzir qualquer possibilidade de deslocamento horizontal, sempre prejudicial. Esses cuidados devem ser redobrados quando houver construções dentro de uma faixa de largura igual à metade da profundidade da escavação, a contar do bordo da vala.

No caso de escoramento tipo berlinense ("metálico-madeira") é preferível evitar a fixação das pranchas por encunhamento entre as abas interna e externa dos perfis, por que dessa forma pode-se formar um vazio por trás das pranchas sem que seja percebido. Ao contrário, se as pranchas forem encunhadas entre a aba externa dos perfis e o terreno, qualquer fuga de solo provocará a queda das pranchas, mostrando imediatamente o problema.

Metálicos

Estacas-Pranchas são perfis de aço laminados com seções planas ou em forma de "U" ou "Z", com encaixes longitudinais, ou de concreto armado, com encaixes tipo "macho-fêmea", que permitem construir paredes contínuas pela justaposição das peças que vão sendo encaixadas e cravadas sucessivamente. Formam paredes com estanqueidade limitada pela permeabilidade das próprias juntas. Típicas para solução de muros de cais pela facilidade de execução em tais condições de acesso, possibilidade de uso de elementos com grande rigidez e enorme experiência existente na solução de problemas de projeto desta natureza.

De concreto

Paredes-Diafragma são caracterizadas pela concretagem submersa feita com tremonha em trincheiras escavadas, relativamente estreitas (tipicamente entre 30 e 120 cm), cuja estabilidade, durante a escavação, é obtida pela introdução de fluido estabilizante, que pode ser um polímero ou uma suspensão de "bentonita" em água. A suspensão estabilizante permite a introdução da armadura e o enchimento da escavação com concreto. As paredes-diafragma são construídas em trechos contíguos de comprimentos da ordem de 2,5 a 3,2 m (dimensão de ferramenta), os quais são escavados sucessivamente ou alternadamente, conforme as características da obra e do solo (Figura 13.6).

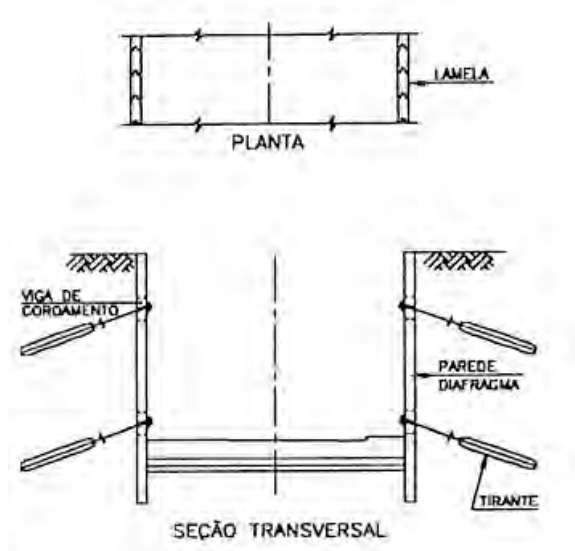


Fig. 13.6 - Parede-diafragma

Estacas Justapostas — Podem ser escavadas (secantes ou tangentes) ou cravadas lado a lado (com encaixe longitudinal ou não), sendo utilizadas para formação de paredes de contenção. Em geral são solidarizadas por meio de vigas de amarração ao longo de suas cabeças. Dependendo das alturas a conter são escoradas por tirantes ou escoras, reagindo em vigas metálicas capazes de transferir o carregamento de todos os elementos ao escoramento projetado.

Especiais

"Jet Grouting" (ver Capítulo de Reforço do Terreno) — É um processo pelo qual ar, água e calda de cimento, numa combinação adequada, são injetados a pressões muito elevadas, através de orifícios de alguns milímetros de diâmetro, localizados na extremidade de hastes compostas de um ou mais tubos concêntricos. O jato produz um corte no solo misturando-se com a calda de modo a formar, pela rotação da haste, uma "coluna" de solo-cimento, embutida no maciço, cuja dosagem pode ser regulada pela composição da calda, pela variação da pressão do jato e pelas velocidades de rotação e translação da haste. A justaposição de "colunas" pode formar "paredes" para conter um maciço ou para permitir a abertura de uma cavidade ou vala.

b. Dificuldades de Execução — A principal dificuldade comum aos vários tipos de escoramentos é a eventual impossibilidade de se conseguir "ficha" suficiente, o que leva à necessidade de se criar um ou mais apoios horizontais (estroncas provisórias) para contrabalançar os empuxos atuantes nas várias fases de escavação.

caixa "estanque", permitindo substituir a laje de subpressão por um sistema de drenagem.

O processo executivo de paredes-diafragma exige a utilização de equipamentos pesados e de grande porte e, portanto, não é possível executá-las em locais onde estes equipamentos não conseguem ter acesso. A presença de matacões é outro fator que pode inviabilizar a utilização das paredes-diafragma.

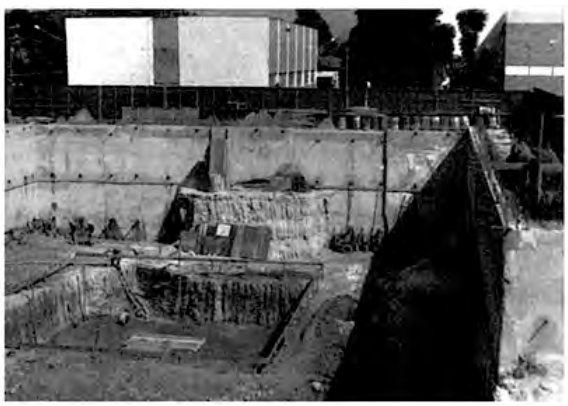


Foto 13.7 - Parede-diafragma moldada "in loco" atirantada. Bermas sendo usadas como escoramento provisório

Foto 13.8 - Parede-diafragma, pré-moldada, atirantada

13.2.3 Aspectos Econômicos dos Sistemas de Contenção

A implantação de um sistema de contenção depende da viabilidade técnica e executiva dos mesmos e da análise comparativa dos custos advindos de sua escolha, análise esta que não deve se restringir tão-somente ao custo direto de implantação, mas abranger outros custos que são influenciados pelo sistema adotado.

Assim, por exemplo, há que se levar em consideração a diferença de custo dos seguros a serem contratados, custos estes que podem variar muito dependendo do tipo de contenção escolhido.

Da mesma forma, os custos de supervisão das obras bem como o custo de remuneração do capital investido, ambos sendo proporcionais ao tempo de execução, são influenciados pelo sistema de contenção adotado.

As cortinas com estacas prancha metálicas só são economicamente viáveis se puderem ser recuperadas para posterior utilização. Entendidas como paramento provisório, deverão ser implantadas afastadas da estrutura definitiva, o que acarreta custos adicionais de reaterros e perda de espaço.

Do ponto de vista econômico, levando-se em conta tão somente os custos de implantação dos sistemas de paramento, em geral as paredes-diafragma para contenções de pequena altura e acima do N.A. têm custo mais elevado que os demais tipos.

Para contenções com alturas acima de 10 m a 12 m e acima do N.A. o custo das paredes-diafragma se aproxima do custo dos demais paramentos exigindo, uma apuração mais detalhada.

No caso de contenções implantadas abaixo do N.A. os custos de implantação das paredes-diafragma são geralmente inferiores aos custos de implantação dos outros sistemas (é necessário levar em consideração os custos do rebaixamento do N.A., do tratamento das juntas etc.).

Com relação aos escoramentos, o custo das escavações confinadas acrescido ao custo adicional de execução da estrutura definitiva em condições mais difíceis tem papel relevante na análise econômica entre os diversos sistemas.

13.3 PROCESSO DE ESCOLHA DA SOLUÇÃO

Este item tem o objetivo de organizar e sistematizar a aplicação dos conceitos e informações dos 2 itens anteriores e capítulos correlatos, ao projeto de contenções.

Procura-se atingir esse objetivo, dividindo o processo em 6 fases.

13.3.1 Levantamento de Dados - Fase 1

Dados iniciais devem ser levantados especialmente nos seguintes aspectos:

a. Solo

A solução do projeto implica na determinação das ações deste material e a execução da escavação, a implantação do sistema de contenção e sua estabilidade ocorrem neste material, é de fundamental importância o conhecimento deste meio físico.

A investigação do subsolo deve identificar a natureza das camadas, sua resistência, o estado inicial de tensões, sua permeabilidade, presença de água e sua natureza, eventual contaminação, presença de obstruções naturais (matacões), entre outros.

Para o uso de ferramentas computacionais com métodos numéricos (elementos finitos) no cálculo de deformações do meio adjacente e dos momentos atuantes sobre as contenções é necessário o conheci-

CAPÍTULO 14 PROJETOS DE CONTENÇÃO

Arsenio Negro Jr.
Carlos Eduardo Moreira Maffei
Jarbas Milititsky
Argimiro Alvarez Ferreira
Jaime Domingos Marzionna
Fernando Rebouças Stucchi
Luiz Eduardo Sózio

14.1 EMPUXOS LATERAIS

14.1.1 Empuxo em Repouso

O capítulo 2 deste livro apresentou em detalhe uma discussão sobre as propriedades do solo que condicionam o comportamento das estruturas de contenção. Foi dado destaque especial a parâmetros de resistência e deformabilidade de diversos solos brasileiros.

Um parâmetro particular, entretanto, merece ser revisto, já que possui importante influência no comportamento de obras de contenção. Trata-se do coeficiente Ko, definido como a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical no solo, em condição de deformação lateral nula. É uma grandeza de determinação prática difícil seja em laboratório, seja no campo. A importância de Ko nas cargas sobre uma estrutura de contenção pode ser depreendida do exame da Figura 14.1, obtida de ensaios triaxiais drenados saturados, em uma argila normalmente adensada isotrópica e anisotropicamente, submetida à extensão lateral e à compressão lateral (ensaios de Ladd, 1964), reproduzidos por Lambe e Whitman, 1969 Nota-se que enquanto as deformações laterais forem limitadas, ou seja, enquanto se estiver longe dos estados limites de ruptura ativa ou passiva, as tensões laterais dependem muito do valor inicial de Ko.

É curioso notar que este fato simples não é reconhecido na prática. Um levantamento da prática de projeto de valas e túneis no Brasil (Negro e Leite, 1994) revelou que Ko não é considerado um parâmetro relevante no projeto destes tipos de estrutura. Isto é justificado, em parte, pela tendência de se projetar contenções por teorias de Estado Limite de Ruptura. E isto explica em parte porque tão pouco se investe na investigação do estado de tensões in situ no Brasil. A isto soma-se o fato de que os solos tropicais tendem a apresentar características com apreciável dispersão, o que dificulta a interpretação de investigações pontuais de laboratório.

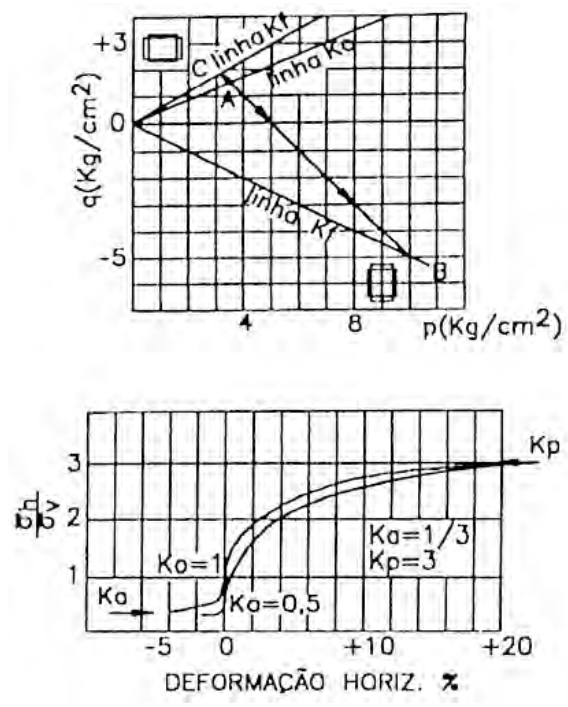


Fig. 14.1 - Coeficiente de empuxo e deformações laterais em ensaios triaxiais

No laboratório a determinação de Ko pode ser direta, através de oedômetros ou células triaxiais (Bishop, 1958 e Bishop e Henkel, 1962). Pode ser também indireta, através da medição da variação da pressão neutra no solo provocada pela amostragem (Skempton, 1961). A grave limitação destes métodos reside na necessidade de amostragem e na impossibilidade prática de se conseguir uma amostra perfeita. Massad (1981) realizou medições de Ko em solos sedimentares terciários de São Paulo em células triaxiais e apontou as dificuldades encontradas. Notou-se que o Ko dos solos da bacia sedimentar de São Paulo parece estar associado não apenas ao sobreadensamento pelo alívio de peso de terra erodido, mas ser ligado também à evolução pedológica, ao teor de argila, aos ciclos de secagem e umedecimento dos solos (ação das tensões capilares).

passa de A para B, em decorrência do acréscimo de tensão vertical, pelo peso do rolo. Quando este é removido as tensões verticais caem, com pouca redução das horizontais (de B para C) até a ocorrência de plastificação (em C), o que é seguido de redução das tensões horizontais (de C para D), dada pela linha de ruptura passiva. Ao final da compactação o solo estará pré-adensado, submetido a uma tensão horizontal (σhD) maior que a inicial, geostática (σhA), antes da compactação.

Se o compactador for aproximado por uma carga linear p, Ingold demonstrou ser razoável supor que a distribuição de tensões horizontais é aquela dada na Figura 14.9(a). Se o reaterro é feito em camadas e cada uma é compactada com a mesma carga, a envoltória dos empuxos laterais resulta igual à indicada na Figura 14.9(b).

Este método fornece resultados que se comparam bem com observações em casos históricos. Clayton et. al. *(1993), entretanto, realça que o processo de* Ingold é válido apenas para contenções que satisfazem as condições de mínimas deformações (CDM) e que no caso de contenções que não as satisfazem (NCDM), muros mais rígidos, seria preferível substituir, na Figura 14.9, Ka por Ko e Kp por 1/Ko. Discussões mais detalhadas sobre este assunto, sobre outros métodos de abordagem deste problema e sobre o efeito de compactação em reaterros argilosos são encontrados em Clayton et. al. (op. cit.).

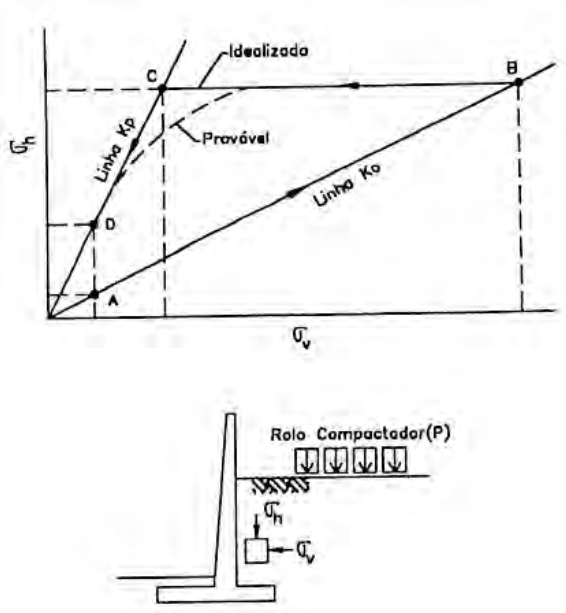


Fig. 14.8 - Efeito da compactação na trajetória de tensões

Em particular, estes autores mostram que em argilas as cargas laterais podem ser bem maiores, principalmente se se utilizar argilas sujeitas a processos de equalização de pressões neutras e expansão. Por isto deve-se evitar solos com IP superiores a 30% e deve-se compactar o aterro do lado úmido. Outro efeito que pode ser importante é o uso de equipamento vibratório: a força centrífuga vibratória aumenta os empuxos laterais. Clayton et. al. (2013) recomendam, para estes casos, dobrar a carga linear p do rolo compactador.

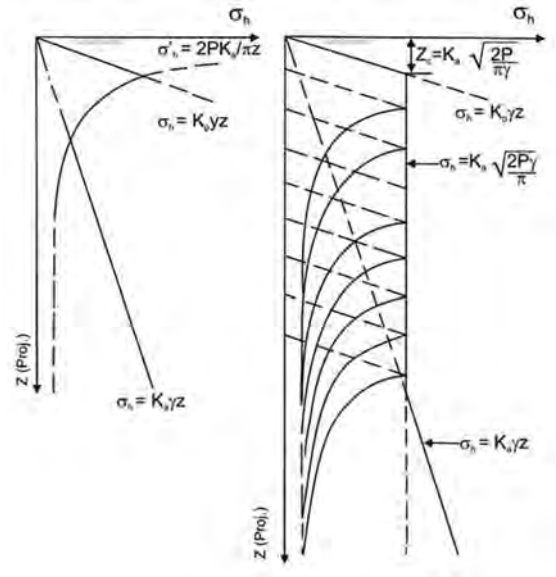


Fig. 14.9 - Envoltória de empuxos laterais gerada na compactação do terrapleno

14.3.5 Deslocamentos Induzidos

Outro aspecto geotécnico do dimensionamento de estruturas de contenção que é, via de regra, esquecido ou colocado num indevido segundo plano refere-se aos deslocamentos induzidos pela execução da estrutura. Isto é especialmente importante quando se lida com contenções de terrenos cortados: a escavação do terreno induz deslocamentos verticais e horizontais, e estes podem induzir danos em edificações ou utilidades dispostas nas proximidades da escavação.

Dois tipos de deslocamentos são identificados: os de curto e os de longo prazo. Os primeiros são atribuíveis às inevitáveis alterações no estado de tensões in situ, decorrentes do alívio de tensões que o corte produz no terreno. São dependentes da rigidez do solo e da estrutura de contenção e, mais que tudo, da maneira e da sequência como esta é construída. Dependem enormemente da "qualidade" da execução medida pelos cuidados em se encunhar estroncas (ou pré-carregá-las), em se respeitar os níveis de escavação associados aos de escoramento definidos pelo projeto, em se evitar sobrescavações, em se evitar vazios atrás da contenção. É claro que a magnitude dos deslocamentos de curto prazo é afetada pelo tipo de solo e de estrutura de contenção. Entretanto, a qualidade executiva tem ação preponderante nos deslocamentos, mascarando os

de contenção de cortes ou de aterros. Negro e Leite (1994) notaram que instrumentação em valas escoradas é menos frequente que em túneis. Ela é feita, em geral, por motivos de segurança e controle, quando existem edificações próximas à contenção. Por este motivo, infelizmente, o acervo de informações que se dispõe sobre desempenho de estruturas de contenção no Brasil é muito reduzido. Isto é particularmente verdadeiro quando se trata de dados de cargas naquelas estruturas. O pouco que se dispõe refere-se a trabalhos de pesquisa patrocinados pelas construções dos metrôs de São Paulo e do Rio, conduzidos pelo IPT e pela COPPE, respectivamente, nos anos setenta, muitos deles reportados numa publicação especial da ABMS, organizada e editada por Velloso (1986), e que contém contribuições de diversos autores brasileiros. Igualmente limitado é o acervo de dados internacionais recentes nesta área, como pode ser notado em relatos sobre este tema, nos últimos congressos internacionais de Mecânica dos Solos.

14.4 MUROS DE ARRIMO

Muros de arrimo são obras que frequentemente se apresentam ao engenheiro. A Figura 14.12 ilustra exemplos típicos de sua aplicação.

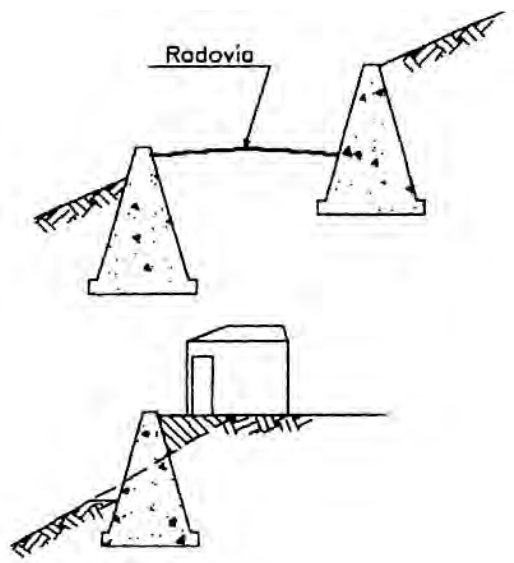


Fig. 14.12 - Exemplos típicos de utilização de muros de arrimo

Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria ou de concreto simples ou ciclópico), de flexão com ou sem contraforte (em concreto armado), "muro de fogueira" (crib wall), formado por peças de madeira, de aço ou de concreto armado pré-moldado, preenchidos com solos os espaços entre as peças etc.

Outro tipo de obra de contenção são as estruturas constituídas por uma rede metálica em forma de cesta, e cheia com pedras, chamadas gabiões, que se constituem na realidade um muro de arrimo do tipo gravidade.

A técnica da terra armada, concebida pelo francês H. Vidal, e que consiste em reforçar um terrapleno com tiras de aço, capazes de suportar forças de tração importantes, é uma solução de contenção também bastante utilizada e está apresentada no capítulo 18. Há também outros tipos de reforços com elementos sintéticos, tipo geotêxteis.

14.4.1 Verificações de um Muro de Arrimo

Na verificação de um muro de arrimo, seja qual for a sua seção, devem ser investigadas, no mínimo, as condições de estabilidade indicadas na Figura 14.13.

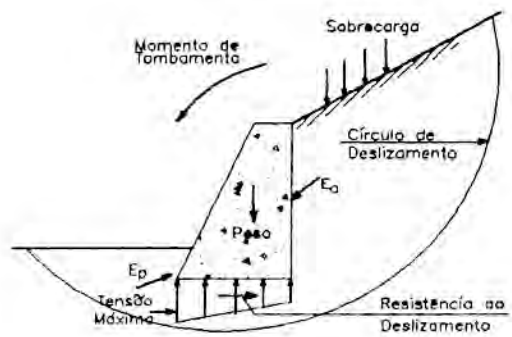


Fig. 14.13 - Verificações mínimas a serem feitas num muro de arrimo

A primeira condição a ser verificada é a segurança ao tombamento, com coeficiente de segurança mínimo de 1,5. Evidentemente, a condição para que o muro não tombe em torno da extremidade externa, ponto "A" na Figura 14.14, é que o momento resistente seja maior que o momento solicitante. É aconselhável que a resultante de todas as forças atuantes, R, passe dentro do "núcleo central" (terço médio da seção) da base AB, tanto quanto possível, próximo do ponto médio "O", principalmente se o muro estiver assente sobre terreno muito compressível.

A segunda condição consiste na verificação ao escorregamento, que é, essencialmente, uma verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um coeficiente de segurança adequado. É comum desprezar-se a colaboração do empuxo passivo na frente do muro de arrimo.

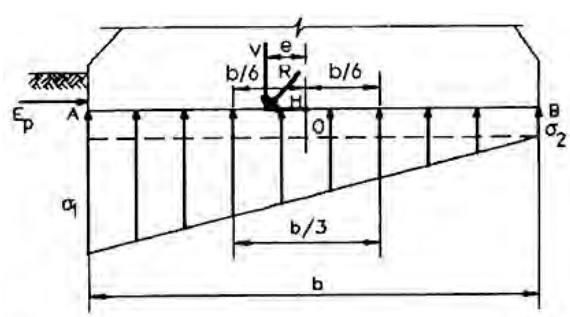


Fig. 14.14 - Esforços atuantes na base de um muro de arrimo

CAPÍTULO 15 TIRANTES

Paulo Henrique Vieira Dias
Carmo T. Yassuda (IN MEMORIAN)

15.1 BREVE HISTÓRICO

É milenar a utilização de elementos resistentes à tração no terreno para melhorar suas características mecânicas, em particular, palha ou fibras vegetais misturadas no barro de confecção de tijolos. Têm-se notícia de construções com este tipo de material, chamado de adobe, há muitos séculos no Oriente Médio, com técnica que é utilizada até hoje.

O desenvolvimento das ancoragens é produto do século 20. As ancoragens em solo surgiram nos anos 1950, com grande participação do Brasil e Alemanha.

Não se pode falar em ancoragens em solo sem citar o Prof. Antônio José da Costa Nunes, engenheiro brasileiro que dedicou praticamente toda sua vida à pesquisa e desenvolvimento desta técnica.

Segundo Nunes (Nunes, 1987), a técnica de ancoragens em solo é um dos grandes desenvolvimentos da engenharia e construção, datando as primeiras aplicações do fim de 1957 no Brasil e princípio de 1958 na Alemanha.

No Brasil, as primeiras aplicações foram realizadas em obras de contenção no Rio de Janeiro, em Copacabana, rodovia Rio-Teresópolis e estrada Grajaú-Jacarepaguá (Nunes, 1987) e na Alemanha, na cava de construção do edifício da Rádio Difusão de Munique (Jelinek e Ostermayer, 1967).

Mundialmente a técnica foi mais desenvolvida na Europa e no Brasil, só ganhando espaço posteriormente na América do Norte. Na Europa, destacaram-se pioneiramente empresas na Alemanha, Itália e França.

Houve um grande desenvolvimento da técnica no Brasil logo após as chuvas catastróficas no Rio de Janeiro em 1966 e 1967, que deram oportunidade para a aplicação de ancoragens em diversas obras de contenção de taludes, para a restauração das encostas da cidade e estradas próximas.

Outro grande impulso da técnica foi, sem dúvida, o início da construção dos metrôs do Rio de Janeiro e São Paulo, já na década de 1970. Estas obras, pelas suas características, trouxeram projetos sofisticados, com necessidade de maior confiabilidade e controle. Cresceu o número de empresas brasileiras especializadas em tirantes, vieram para o Brasil técnicas e empresas estrangeiras.

Nesta mesma época, foi elaborada a norma brasileira de ancoragens. Baseada na tradução da norma alemã DIN 4125 (set./72), a ABNT editou a NB-565 em 1975, que se tornou na NBR 5629, em 1977, revisada em 1996 e 2006, e durante a revisão deste artigo passando por nova atualização. Na Europa desde 2000 está em vigor a EN 1537:2000/AC "Execution of special geotechnical work – Ground anchors", parte do Eurocode 7, aplicável em 19 países integrantes do acordo da European Committee for Standardization.

15.2 CONCEITOS BÁSICOS

15.2.1 *Princípios de Funcionamento*

O tirante é um elemento linear capaz de transmitir esforços de tração entre suas extremidades, sendo uma ancorada no interior do terreno (bulbo).

A função básica do tirante é utilizar uma força de tração externa (na cabeça), transmitindo-a para o interior do terreno através do bulbo. Deve ter garantida sua durabilidade e a manutenção da carga estipulada ao longo do tempo. Desde que garantidos estes dois requisitos, podem ser utilizados processo executivo e materiais variados.

O tirante é caracterizado por ser um elemento ativo, com carga previamente aplicada. Também é utilizada uma pressão na calda de injeção, que altera o estado de tensões do bulbo, aumentando a resistência nesta região por atrito.

Da prática da engenharia, entretanto, sabe-se que o elemento que resiste bem a esforços de tração é o aço. Desta forma, a grande maioria dos tirantes é constituída por um ou mais elementos de aço, usualmente barras, fios ou cordoalhas. Modernamente, com o desenvolvimento da engenharia de materiais, têm surgido novos materiais em fibras sintéticas de alta capacidade de carga à tração e resistente à corrosão, porém seu uso ainda é pouco difundido e pouco confiável por falta de experiência e custo elevado. Quanto ao bulbo, na grande maioria das vezes, é constituído por calda de cimento, que adere ao aço e ao solo.

15.3 APLICAÇÕES E EXEMPLOS

Em várias situações os tirantes podem ser incorporados nos trabalhos de fundações:

- para combate a empuxo de terra (sustentação de paredes de cavas);
- no combate a subpressão em lajes de fundo;
- como fundação propriamente dita combatendo esforços de tração direta;
- para reação em provas de carga;
- para proteção de fundações situadas a meia encosta;
- muitas outras onde houver a necessidade de uma força de tração que possa reagir no interior do terreno.

Com a colocação dos conceitos básicos de "tirante" em prática, alguns tipos de obras se mostram viáveis e/ou vantajosos com esta técnica. As aplicações que mais se destacam são referenciadas nos itens a seguir, onde são destacadas suas características e fundamentos básicos. Estes tipos de aplicação não limitam a utilização dos tirantes que, à luz da criatividade do engenheiro, podem atender a situações mais diversas.

Exemplos de obras bem sucedidas, incluindo detalhamento de projetos podem ser vistos no "Manual Técnico de Encostas" (GEO-RIO, 2014).

15.3.1 Combate a Empuxo de Terra (Sustentação de Paredes de Cavas)

a. Características

É o tipo de aplicação mais utilizado.

Ganhou espaço no mercado devido às vantagens que oferece em relação a outras soluções, podendo ser citadas:

- sendo os tirantes totalmente enterrados, não impõe obstáculos externos. No caso de cavas, mantém o interior totalmente livre, diferentemente de caso de estroncamento;
- obtém reação dentro do próprio maciço a ser contido;
- pode ultrapassar qualquer obstáculo durante a perfuração;
- podem ser instalados e protendidos na estrutura de contenção, à medida que a escavação vai sendo executada, ou seja, permite a execução de cima para baixo;
- para a construção da estrutura atirantada não são executadas escavações além das rigorosamente necessárias para compor a geometria da face;
- a aplicação de protensão prévia nos tirantes minimiza as deformações do terreno contido. Este aspecto é importante quando existem construções próximas.

Os tirantes têm sido muito usados para suporte de paredes laterais de cavas para subsolo de prédios, cavas do tipo metrô, etc.

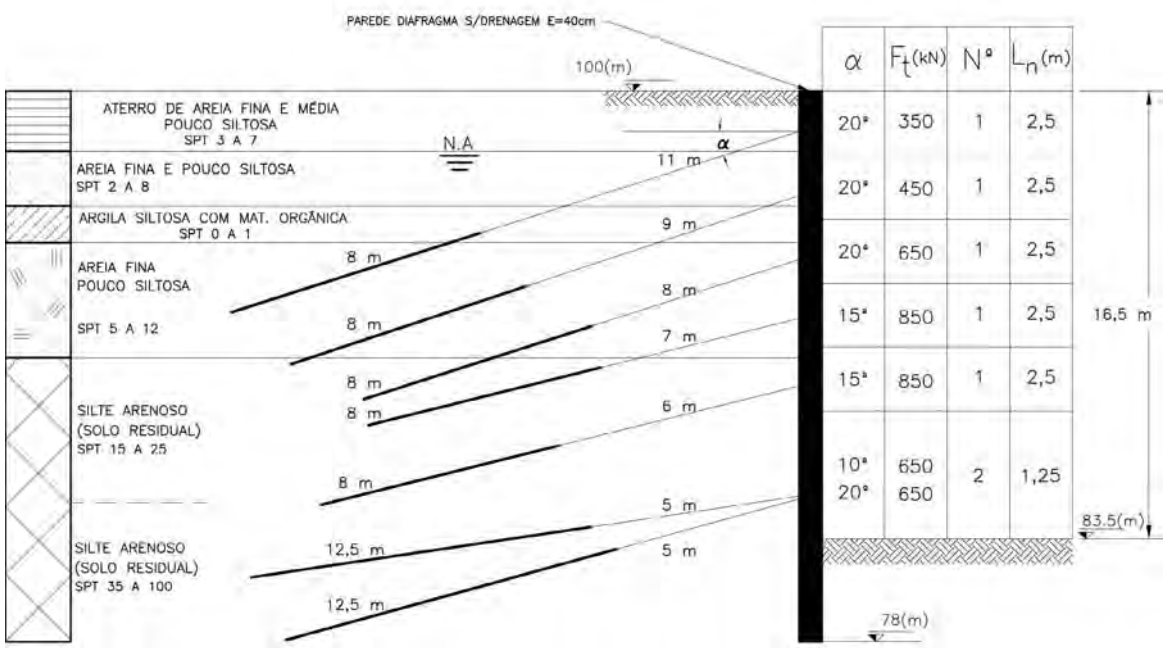


Fig. 15.2 - Exemplo de tirantes suportando parede de arrimo em escavação

do (ver Figura 15.12) com um sistema de montagem onde os macacos hidráulicos, que devem ser iguais, atuam diretamente nos tirantes (as deformações diferenciais são absorvidas pelo pistão do macaco).

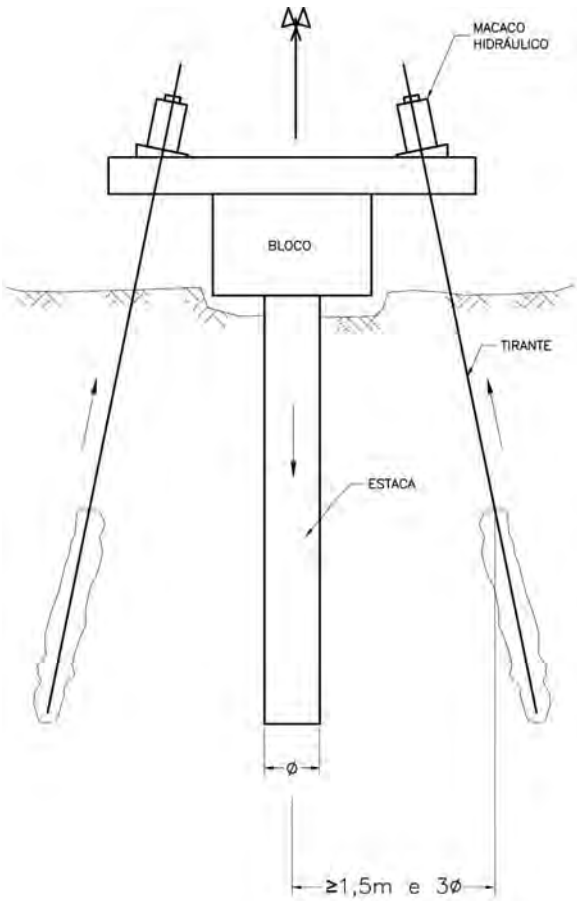


Fig. 15.12 - Prova de carga com macacos agindo diretamente nos tirantes

De acordo com a norma NBR 12131, os tirantes usados como reação em provas de carga devem ser testados previamente até 120% da carga prevista para os mesmos, com a finalidade de serem evitados acidentes e ou a perda da prova de carga. A norma NBR-5629:2006, atualmente em revisão, tende a recomendar o mesmo fator de segurança, considerando tirantes de utilização com curto espaço de tempo. Todavia, na prática, nem sempre se encontram terrenos ou estruturas vizinhas com capacidade de reação para testar os tirantes. Nestes casos e nos ensaios feitos sobre lâmina d'água, é recomendável um dimensionamento conservador do bulbo de ancoragem dos tirantes,adotando FS > 1,5.

Há muitos registros de provas que envolvem cargas superiores a 10 a 30 MN, executadas com apenas alguns tirantes, a partir do início da década de 70. Uma das pioneiras é a prova de carga de grande capacidade (10 MN), executada sobre uma das estacas escavadas de 1,8 m de diâmetro, do pilar central da ponte Rio-Niterói, que está ilustrada na Figura 15.11 Nesta prova foram utilizados um bloco de reação de concreto pré-moldado, 4 macacos hidráulicos e 20 tirantes com 12 fios de 8 mm, com cerca de 90 m cada (Costa Nunes et al., 1977).

b. Modelo de Cálculo

Dois aspectos devem ser considerados:

- parte aérea - deve ser dimensionada com os critérios convencionais das estruturas envolvidas (metálicas ou concreto);
- parte enterrada - não deve causar interferência com a região do solo mobilizada pelo ensaio e envolver um volume do terreno com peso superior ao esforço previsto.

Para a garantia deste aspecto, a NBR 12131 estipula que a distância mínima entre o eixo da estaca e o ponto mais próximo do eixo do bulbo de qualquer tirante seja pelo menos de 3 diâmetros da estaca e nunca inferior a 1,5 m.

Não há exigências de trecho livre.

Como o tirante é solicitado por um curto período de tempo, como já relatado anteriormente, o fator de segurança sobre a carga teórica de ensaio cada tirante pode ser no mínimo de 1,2.

15.3.5 *Para Proteção de Fundações Situadas a Meia Encosta*

a. Características

Em cidades com topografia acidentada são comuns construções situadas a meia encosta. Podem ocorrer também situações de fundações junto a muros ou outros tipos de estrutura de contenção. Nestes casos, particularmente em fundações diretas, duas situações de instabilidade podem ocorrer: desequilíbrio na fundação devido a assimetria da reação do terreno, com menor resistência e maior deformação no lado de jusante e instabilidade do talude sob a fundação, devido a sobrecarga desta no talude.

A aplicação de carregamento lateral através de tirantes pode restituir a situação de equilíbrio ou colocar o sistema com segurança adequada.

b. Modelo de Cálculo

A verificação da estabilidade do talude sob a influência da sobrecarga da fundação, pode ser feita com qualquer modelo adequado, Em casos de sapatas localizadas, o cálculo pode ser independentemente para cada sapata. Estando a sobrecarga das sapatas

CAPÍTUL0 16 REFORÇO DO TERRENO

Maurício Abramento
Mauricio Erlich
Alberto Casati Zirlis

16.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo trata de aspectos relacionados ao reforço e melhoria do terreno. Desde que adequadamente compactados, os solos apresentam boa resistência a compressão e ao cisalhamento. No entanto, sua resistência à tração é baixa. A introdução no maciço de elementos que possuam elevada resistência à tração (fitas metálicas, mantas geotêxteis, chumbador/grampos, malhas de aço) supre esta deficiência. Tais associações redundam no que modernamente denomina-se materiais compósitos. Ou seja, materiais diversos trabalhando de forma complementar objetivando que o resultante apresente melhor comportamento mecânico.

Por outro lado, o solo também pode ter sua resistência melhorada através da injeção localizada de calda de cimento ou argamassa. O processo compreende na adição ao solo de cimento, cal ou outros materiais que apresentem características pozolânicas. As interações físico-químicas que se desenvolvem podem levar a significativos acréscimos na resistência do solo tratado. Serão abordadas no Capítulo as seguintes técnicas de reforço do terreno:

- Para aplicações em cortes: Solo grampeado, no item 16.2;

- Para aplicações em aterros: Solo reforçado, no item 16.3.

16.2 SOLO GRAMPEADO

Alberto C. Zirlis
Mauricio Erlich

16.2.1 Apresentação

Define-se solo grampeado como o resultado da introdução de chumbadores em um maciço de solo em corte, comumente associado à aplicação de um revestimento na face do talude, por exemplo, concreto projetado armado.

A necessidade de contenção rápida de escavações é comum em minas de exploração de minérios, buscando resolver este problema antigo desenvolveram-se técnicas de chumbamento.

Será efetuado a seguir um breve histórico do desenvolvimento e aplicação da técnica. A partir da década de 50, houve um crescimento muito grande da aplicação de ancoragens curtas, tipo Perfo, SN Anker, Berg - Jet, para estabilização de túneis e emboques de túneis, na França, Alemanha e Áustria.

A partir de 1945 o professor Ladislau von Rabcewicz desenvolveu o NATM ("New Austrian Tunneling Method") para avanço de escavações em túneis rochosos, cuja patente foi depositada em 1948. Sob efeito do peso de terras e tensões confinantes, uma cavidade tende a se deformar, reduzindo seu diâmetro. Na circunvizinhança da cavidade se forma a chamada zona plástica, com tensões radiais decrescentes. Obtinha-se a estabilização com a aplicação, logo após a escavação, de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores curtos radiais na zona plástica, com controle de deformações da cavidade. Este revestimento estaria, portanto, sujeito a uma carga reduzida, face às deformações já havidas. O método evoluiu para a aplicação num túnel em xisto grafítico argiloso (Túnel Massemberg), em 1964. Seguiu-se com aplicações em solos pouco competentes, como aqueles encontrados nas minas austríacas, substituindo pesados escoramentos de madeira por finas camadas de concreto projetado e chumbadores.

Em 1970, Lizzi apresentou seu processo de estabilização de encostas em solo com chumbadores integrais longos não protendidos, executados em várias inclinações e fixados às vigas de concreto armado, denominando o processo de "Urditura Tridimenzionale Pali Radice".

Na França, em 1972, a empresa Bouygues, com a experiência adquirida no NATM, e em consórcio com a Soletanche, aplicaram o sistema de solo gram- peado para um talude ferroviário próximo a Versailles. Os taludes eram em arenitos com inclinação de 70 graus e área total de 12 mil m². Do sucesso desta obra decorreu a intensificação do uso do método para escavações e taludes neste País. Até 1986, cerca de 12 mil m² foram estabilizados e diversos programas de pesquisas estão em desenvolvimento como os grupos CERMES, da "Ecole National de Ponts et Chaussées", pelo professor Schlosser; CEBTP, "Centre d'Études et de Recherches du Bâtiment et des Travaux Public", com ensaios em modelos na escala natural sob

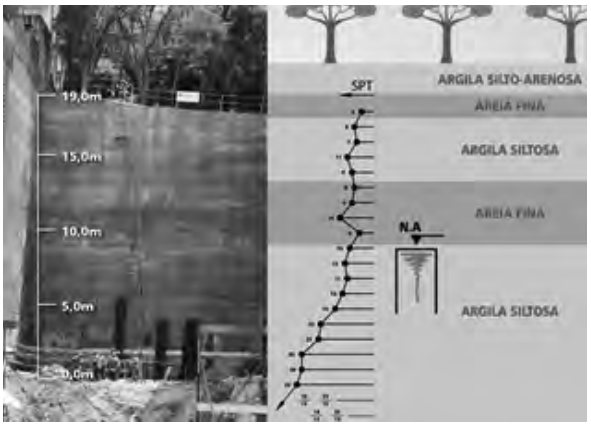


Fig.16.29 - Obra e sondagem

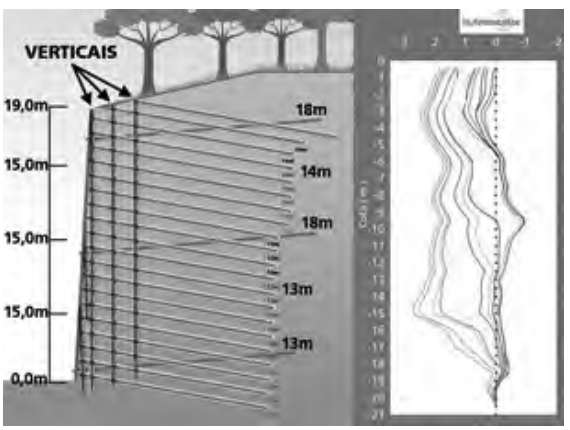


Fig.16.30 - Projeto e inclinômetro

d. Obra localizada no município de Nova Iguaçu, RJ, com 16,0 m de altura (2013).

O solo arrimado era residual de gnaisse com resistência crescente com a profundidade, sem a presença do lençol freático Figura 16.31. As deformações de 4 inclinômetros não superam 21 mm, ou seja inferior a 0,13%H, Figura 16.32.

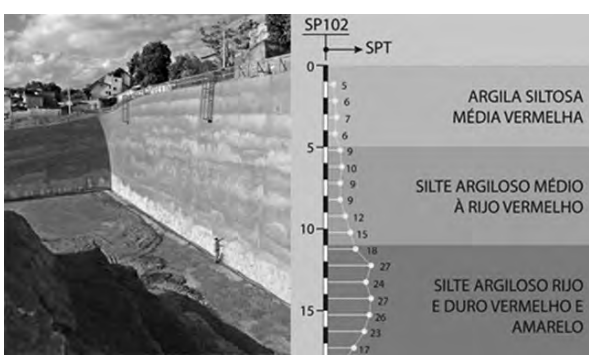


Fig.16.31 - Obra e Sondagem

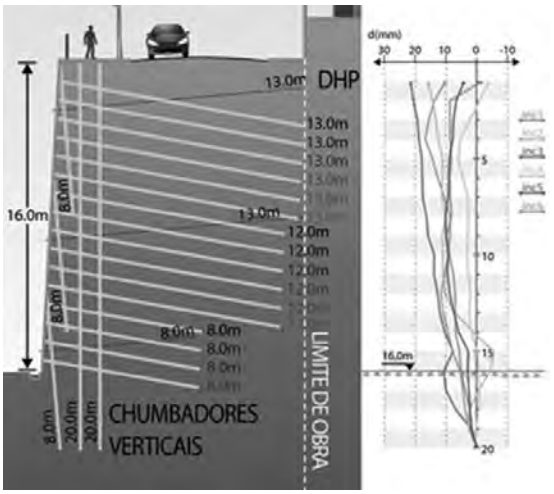


Fig.16.32 - Projeto e inclinômetro

16.3 SOLO REFORÇADO

Maurício Abramento

16.3.1 Introdução

Esta seção trata de estruturas em solo reforçado, mais particularmente na aplicação em contenções de aterro.

O princípio de solo reforçado se assemelha ao de concreto armado; em ambos os sistemas são empregados materiais com elevada resistência à tração para restringirem as deformações que se desenvolvem no maciço devido ao peso próprio do solo, associado ou não à aplicação de carregamento externo. Enquanto no concreto armado a transferência de esforços para a armaduta dá-se por "aderência" existente na interface concreto-armadura, nas estruturas em solo reforçado o processo de transferência de carga se dá pelo 'atrito' entre o solo e as inclusões de reforço.

Os elementos de reforço devem ser capazes de resistir aos esforços e às deformações no interior do maciço e apresentar adequada resistência à degradação, quando enterrados. O reforço pode ter netureza diversa como fitas, tiras, barras, grelhas ou malhas metálicas, geossintéticos (geogrelhas, geotêxteis ou geotiras) e outros.

Os princípios fundamentais de reforço aqui tratados se aplicam a qualquer sistema de solo reforçado, independentemente do tipo de reforço adotado. Entretanto, o dimensionamento do reforço propriamente dito e os detalhes construtivos e de face são função das caracterpisticas individuais de cada material. Em especial, será dado maior destaque às estruturas de solo reforçado de fitas metálicas e estruturas de solo reforçado com geossintéticos, bastante usuais atualmente no Brasil.

b) Principais Tipos de Geossintéticos

Geotêxteis

Geotêxteis são produtos têxteis flexíveis e porosos cuja principal característica relaciona-se com a sua capacidade de drenagem tanto por tecido quanto ao longo do mesmo. As fibras dos geotêxteis são produzidas pela fusão dos polímeros e posterior extrusão, conferindo-lhes a forma alongada característica.

As fibras utilizadas na fabricação dos geotêxteis são a de monofilamento, a cortada, a de ráfia e a tipo filamento contínuo.

Os geotêxteis classificam-se em tecidos e não tecidos, conforme mostra a Figura 16.43a e b, em função do arranjo estrutural de suas fibras. Nos geotêxteis tecidos, os fios, filamentos ou laminetes são entrelaçados segundo direções preferenciais com máquinas têxteis convencionais, enquanto para os geotêxteis não tecidos a interligação das fibras ou filamentos é feita de forma aleatória. Nos geotêxteis não tecidos, as fibras podem ser ligadas por entrelaçamento mecânico com agulhas (geotêxtil "agulhado"), por fusão parcial (geotêxtil "termoligado"), por meio de produtos químicos (geotêxtil "resinado") ou por reforço (geotêxtil "reforçado" através de costuras, fios de aço etc.).

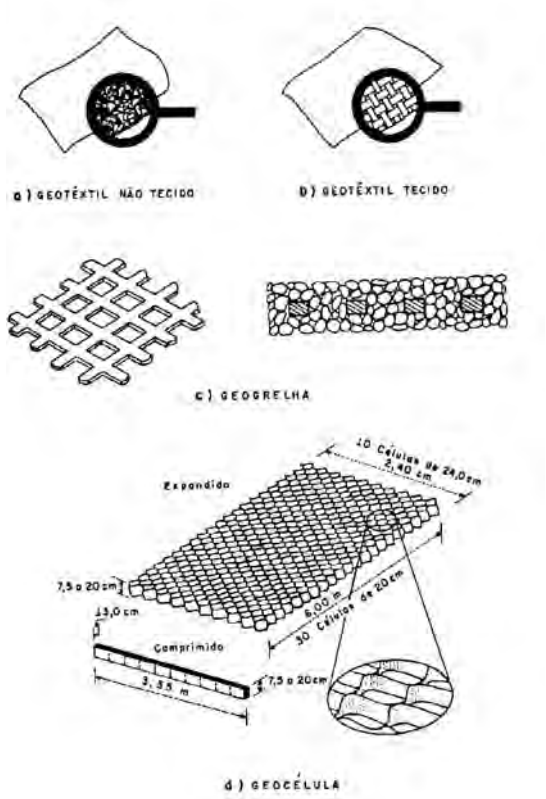


Fig. 16.43 - Geossintéticos para reforço: geotêxteis, geogrelhas e geocélulas

Apesar de a elevada permeabilidade ser uma das principais características dos geotêxteis, eles podem ser empregados nas mais diversas áreas como, por exemplo:

- como elemento de separação
- para as diferentes camadas de solo envolvidas na construção de rodovias, ferrovias e aeroportos
- entre o solo de fundação e aterros, muros, fundações, barragens, etc.
- em conjunto com geomembranas
- no corpo de barragens de terra
- entre camadas de asfalto de diferentes idades
- como elemento de reforço
- sobre solos moles, para execução de rodovias, aeroportos, ferrovias e aterros
- sobre terrenos calcários
- para contenção lateral de lastro de ferrovias
- em sistemas de encapsulamento
- em muros, aterros, barragens, fundações
- para diminuir ou eliminar fluência de taludes
- em pavimentos flexíveis
- em conjunto com geomembranas ou geogrelhas
- como elemento filtrante: drenagem por meio geotêxtil
  - em substituição de filtros de areia convencionais
  - sob o lastro de ferrovias e na separação da base granular de rodovias e aeroportos
  - em drenos cegos, no contato solo-areia e/ou solo-tubo
  - na base de aterros sanitários (com ou sem geração de chorume)
  - em aterros hidráulicos
  - em controle de erosão, ensacando areia ou concreto
  - em muros de contenção (inclusive gabião), no contato solo-muro
  - em conjunto com geodrenos e geocompostos
  - em colunas de areia drenantes
  - nas extremidades de piezômetros e poços de bombeamento
  - como elemento de drenagem, ao longo do geotêxtil
  - como dreno-chaminé ou galeria em barragens de terra
  - como interceptor de drenagem em fluxos horizontais
  - em muros de contenção, no contato solo-muro
  - sob o lastro em ferrovias
  - sob geomembranas, drenando ar ou líqüido
  - em campos esportivos
  - na base de aterros sobre solo mole

CAPÍTULO 17 TRATAMENTO DE SOLO

Luiz Guilherme F. S. de Mello
Akira Koshima
Mario Vicente Riccio Filho
Márcio de Souza S. de Almeida
Pedro Paulo Gouveia Filho

17.1 PRÉ-CARREGAMENTO DO SOLO

Luiz Guilherme F. S. de Mello

O tratamento prévio de um solo plástico, argiloso ou silto-argiloso, normal ou ligeiramente sobreadensado ("solo mole"), é uma alternativa de conceituação da concepção de uma obra cuja viabilidade técnica e econômica deve sempre ser cogitada pelos engenheiros envolvidos em seu projeto de implantação. A Figura 17.1 (Johnson 1970) apresenta o conceito do tratamento por pré-carregamento pretendido em gráfico carga-tempo-recalque de um solo compressível, enquanto Mitchell (1981) e Jamiolkowski et al (1983) discutem os cuidados que tais projetos devem incluir para garantir seu sucesso. Algumas soluções típicas de projetos de fundações, como é o caso das fundações flutuantes, são baseadas exclusivamente no aproveitamento de um pré-carregamento natural.

A solução por pré-carregamento geralmente fica limitada a pequenos incrementos de pressões por motivos práticos e por limitação de eventual ruptura de borda do aterro; técnicas modernas de pré-carregamento por aplicação de vácuo, associadas ou não a aterros convencionais, minimizam tais problemas e permitem aplicar pressões mais elevadas.

Dentre os processos disponíveis para a melhoria das propriedades geomecânicas de um "solo mole", o pré-carregamento, usualmente associado à instalação de um sistema de drenagem vertical, é o mais comum. Baseia-se nos conceitos do adensamento convencional unidimensional de Terzaghi, que com o pré-carregamento é gerada a antecipação de recalques devidos ao adensamento primário e secundário de um solo argiloso normal ou ligeiramente sobreadensado, e o aumento de sua resistência ao cisalhamento não drenada.

Com a aplicação de um carregamento em tais argilas saturadas, sobrepressões neutras são geradas e, com sua paulatina dissipação, ocorrem recalques. A velocidade de dissipação dessas sobrepressões neutras está relacionada com a distância de drenagem (Hd) do estrato em adensamento, conforme apresentado em Taylor (1948).

Nas situações nas quais a distância de drenagem é grande e, consequentemente, os tempos estimados para que determinada porcentagem de adensamento ocorra, demonstram-se incompatíveis com aqueles requeridos, a inserção, a partir da superfície do terreno, de drenos verticais resulta na redução da distância de drenagem em função da qual o "solo mole" adensará, com a conseqüente aceleração do processo de adensamento e de tratamento. A existência de lentículas silto-arenosas naturais nos depósitos sedimentares, que passam a ser interceptadas pelos drenos verticais drenantes, resulta numa distância de drenagem equivalente extremamente favorável.

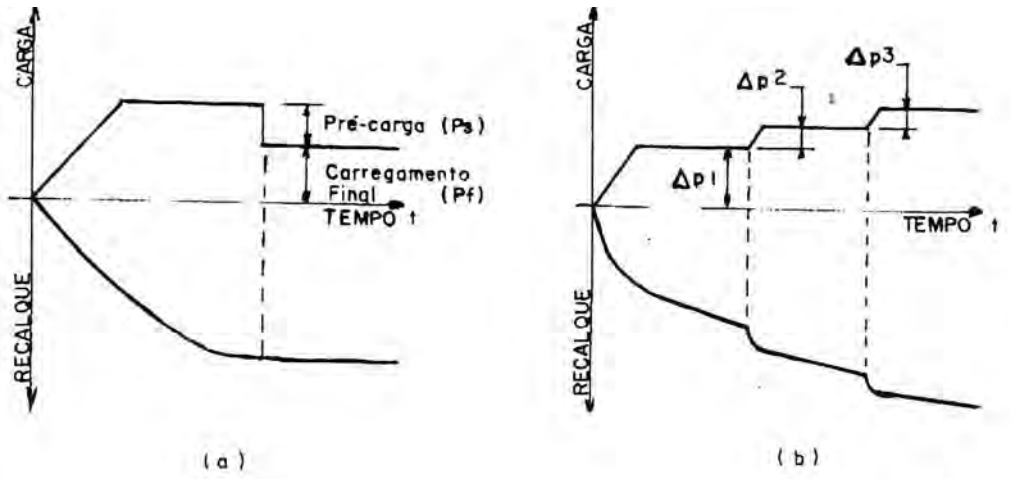


Fig. 17.1 - Princípios de tratamento: (a) pré-carregamento, (b) construção por etapas

CAPÍTUL0 18 REBAIXAMENTO E DRENAGEM

Ivan Grandis

18.0 OBJETIVO - REBAIXAMENTO DO LENÇOL D'ÁGUA

O objetivo desta seção do capítulo é o da descrição sumária dos métodos de controle de água subterrânea e de rebaixamento do lençol d'água, tendo em vista as suas várias fases: escolha do método mais adequado, instalação, operação e controle de desempenho.

A descrição dos vários métodos é feita à luz das propriedades dos solos, particularmente aquelas referentes à permeabilidade "in situ", bem como outros fatores intervenientes de importância, a saber: limitações e aplicabilidade de cada método e respectivos equipamentos, processos de instalação e limitações executivas de rotina.

Será dada uma ênfase maior aos aspectos construtivos, em comparação com aqueles relacionados com as análises matemáticas e hidrológicas pertinentes.

18.1 INTRODUÇÃO

18.1.1 Necessidade do Controle da Água Subterrânea

A adoção de um controle da água subterrânea facilita a construção de estruturas enterradas sob o nível d'água, na medida em que:

a. intercepta a percolação d'água que emerge nos taludes ou fundo de escavações. A água prejudica grandemente os processos construtivos e pode ser fator impeditivo ou de considerável aumento de custos de uma construção enterrada;

b. aumenta a estabilidade dos taludes e evita o carreamento hidráulico do solo destes taludes e do fundo da escavação;

c. reduz a carga lateral em estruturas de escora mento;

d. elimina ou reduz a necessidade do emprego de ar comprimido em túneis;

e. melhora as condições de escavação e reaterro. Escavações submersas são sempre mais lentas e dispendiosas;

f. permite manter basicamente inalteradas as condições de suporte do terreno localizado subjacentemente ao apoio da estrutura a ser construída.

18.1.2 Métodos de Controle da Água Subterrânea

Há duas maneiras distintas de controlar a água subterrânea de forma a atingir os objetivos acima:

a. através da interceptação e remoção da água de subsuperfície, mediante bombeamento apropriado. Este bombeamento pode ser feito a partir de pontos de coleta localizados à superfície da escavação ou a partir de drenos subsuperficiais, ponteiras filtrantes, e/ou poços profundos, conforme será pormenorizado adiante;

b. através da separação entre fluxo d'água e escavação, mediante a adoção de uma barreira física que exclua a água da mesma. Daí serem também denominados de métodos de exclusão. É também frequente, no Brasil, a adoção da expressão anglo-saxônica "cut-off". Os mais utilizados entre nós são: estacas-pranchas metálicas e de concreto, diafragmas plásticos (de lama bentonítica ou de polímeros) ou rígidos (de concreto), diafragmas executados com fresas, estacas secantes ou justapostas, cortinas de injeção de cimento, trincheiras impermeáveis, cortinas de "deep mixing" e "Jet-Grouting". Particularmente importantes são as modernas trincheiras executadas com lamas bio-degradáveis constituídas por bio-polímeros de preenchimento, cujas propriedades podem ser especificadas de acordo com os objetivos de exclusão, drenagem, proteção ambiental, etc.

Os menos utilizados são a injeção de produtos químicos e o congelamento do solo. O emprego de ar comprimido em túneis ou tubulões também pode ser considerado um processo de exclusão.

A diferença básica entre ambas as maneiras é a de que a primeira tem por objetivo alterar a posição do nível d'água, ao passo que a segunda tem como consequência a manutenção das condições hidrológicas do local.

Obviamente, é sempre possível adotar uma combinação de ambos no controle da água subterrânea, tendo em vista o aumento da eficiência, a redução de custos e a manutenção do sistema ao longo do tempo.

No presente capítulo, será relatada apenas a primeira maneira de controle do nível d'água,

CAPÍTULO 19 REQUISITOS DA QUALIDADE DAS FUNDAÇÕES

Claudio Michael Wolle
Vera Fernandes Hachich

O presente capítulo vincula os conceitos da qualidade, enquanto organização e gestão, às especificidades da tecnologia de fundações. Por ser uma abordagem sistêmica relativamente recente, não há ainda muitos exemplos práticos de empresas brasileiras da área de fundações — prospecção, projeto, execução e consultoria — que aplicam os conceitos aqui descritos. Assim sendo, o escopo deste capítulo deve ser entendido também como uma sugestão para as futuras implantações de sistemas da qualidade em empresas da área de fundações, baseadas nos preceitos da ISO 9000.

19.1 QUALIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL

19.1.1 Introdução

As primeiras preocupações, em termos gerenciais, com a qualidade de produtos aconteceram com o advento da revolução industrial. Durante a Segunda Guerra Mundial, houve uma difusão do controle estatístico da qualidade, principalmente nas indústrias americanas, baseado em técnicas de amostragem e estatística desenvolvidas na década de 30. Esse controle estatístico atestava a conformidade dos produtos a uma especificação: é o que se denomina qualidade de conformidade.

Surge, na década de 60, no Japão, o conceito de qualidade total TQC, definido como a soma da qualidade de projeto com a qualidade de conformidade com a especificação, objetivando a satisfação do usuário. O conceito evolui para uma abordagem preventiva, ou seja, a qualidade final do produto passa a ser obtida fundamentalmente através da prevenção de falhas.

O TQC, no Ocidente, foi fortemente influenciado pela Teoria de Sistemas, gerando os primeiros conceitos de Garantia da Qualidade e mais tarde os de Gestão da Qualidade, expressos na ISO 9000 e seguidos, na década de 80, por diversos setores, desde os nucleares, aeroespaciais e aeronáuticos, que foram os pioneiros, até o petrolífero e automobilístico.

A indústria da construção civil, do ponto de vista da qualidade, é atrasada em relação a outros setores industriais apesar da sua incontestável importância para a economia de qualquer país, qualquer que seja o parâmetro para avaliação: participação no produto interno brutoPIB (no Brasil, cerca de 7%), na População Economicamente Ativa (PEA) (absorve 7,2% no país, segundo banco de dados do CBIC, 2014), no capital empregado, etc.

Dentre os subsetores da construção: o de edificações (residenciais, comerciais, industriais etc.); o da construção pesada (infraestrutura viária, urbana e industrial; obras de arte; obras de saneamento; barragens; usinas etc.) e o da montagem industrial (sistemas de geração, transmissão e distribuição de energia elétrica; sistemas de exploração de recursos naturais; sistemas de telecomunicações etc.), há diferenças significativas no que se refere à qualidade.

Nos setores da construção pesada e no de montagem industrial a implantação de sistemas de qualidade já remonta a muitos anos, antes mesmo da existência da ISO 9000, mesmo no Brasil. Vários são os motivos para isso, destacando-se a complexidade das obras, as maiores exigências em relação à segurança e as grandes importâncias envolvidas.

A construção civil, guardadas as devidas propor ções entre seus subsetores, apresenta características próprias, que favoreceram seu atraso em relação aos outros setores industriais, e que são apontadas por Meseguer (1991): um caráter nômade, produtos únicos e não seriados; uso intensivo de mão de obra; produto fixo e operários móveis, ao contrário da produção em cadeia, dificultando a organização e controle; indústria tradicional, com grande inércia às alterações; trabalho sujeito às intempéries; emprego de especificações complexas; responsabilidades dispersas e pouco definidas; grande número de intervenientes e longo ciclo de aquisição e uso, minimizando o desenvolvimento de senso crítico por parte do comprador. Picchi (1993) aponta ainda que o subsetor de edificações apresenta uma produtividade menor do que em outros países; desperdício elevado, da ordem de 30% em custo; desenvolvimentos tecnológicos recentes sem priorização da qualidade e uma cultura de convivência com esse quadro. Esses fatores, entretanto, vêm sofrendo mudanças, indicando uma tendência clara no sen- tido de uma maior preocupação com a qualidade e seus métodos de gestão.

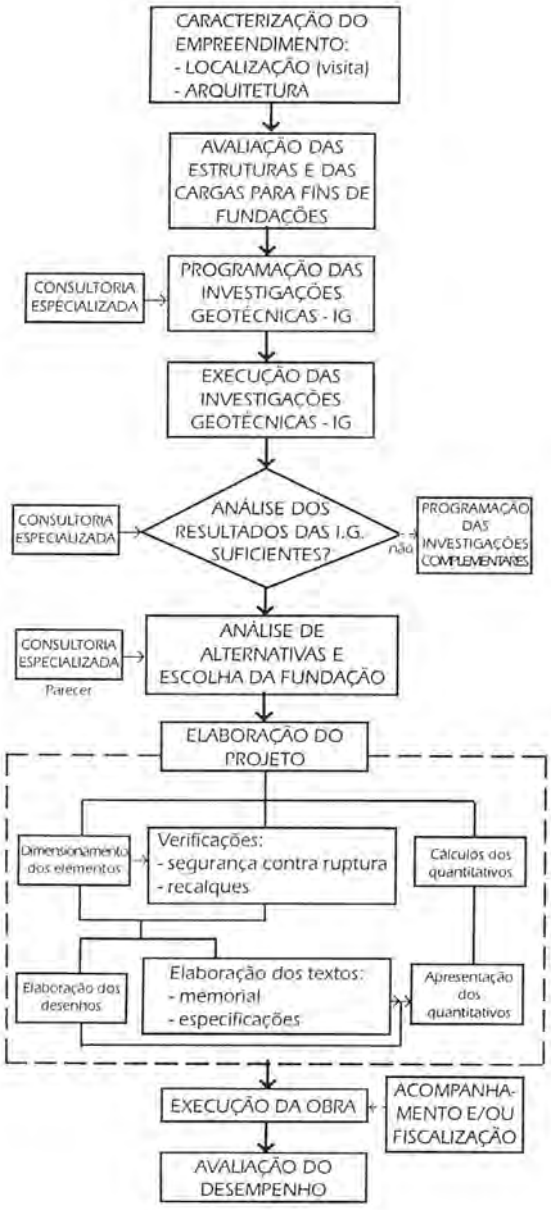


Fig. 19.1 - Projeto e execução de fundações: fluxograma de atividades

Evidentemente a execução dos trabalhos acima, especialmente das sondagens, deve seguir com rigor as normas estabelecidas, utilizando-se equipamentos padronizados e aferidos, equipes treinadas e empresas capacitadas e idôneas. Isto precisa ser ressaltado pela significativa importância que têm estes trabalhos para a qualidade do projeto de fundações e pelo fato de que ainda ocorrem, mesmo que raramente no nosso meio, casos de investigações geotécnicas mal conduzidas, uso de equipamentos em desacordo com os padrões estabe lecidos e aplicações de procedimentos incorretos na execução de tais trabalhos. Os prejuízos decorrentes de tais não conformidades podem ser inestimáveis, muitas e muitas vezes maiores do que todo o custo da campanha de investigações!

Na segunda categoria citada, que envolve os trabalhos laboratoriais ou de campo que objetivam a obtenção de parâmetros para a elaboração do projeto das fundações, as alternativas de tipos de ensaios disponíveis são muitas, como já foi discutido no capítulo 3. No entanto, apesar desta multiplicidade de alternativas disponíveis, a prática corrente é bastante restrita, pois na grande maioria dos casos os projetos são elaborados dispondo-se, além dos dados já citados (pertencentes à categoria anterior), apenas do índice NSPT, ou seja, do número de golpes do ensaio Standard Penetration Test, executado "in situ", de metro em metro, nas sondagens de simples reconhecimento e, às vezes, do ensaio SPT-T.

Pode-se considerar que a disponibilização desta informação seja o mínimo aceitável, em casos correntes de obras usuais que não envolvam nenhuma complexidade especial seja do ponto de vista das exigências da estrutura, seja no tocante às características do solo ou dos outros materiais presentes no terreno.

Mesmo para o ensaio SPT todo o rigor deve ser observado na sua execução e, quando assim indica do, na fiscalização desta. Neste campo, vê-se como extremamente promissora a melhoria da qualidade dos serviços através da introdução de sistemas da qualidade pelas empresas executoras e, quando devidamente qualificadas, com a concessão de "Aprovações Técnicas" por entidades independentes, conforme apresentado no item 19.1.3.

Para obras de maior responsabilidade, assim como naquelas em que a estrutura ou o tipo de terreno ensejam dúvidas maiores quanto ao comportamento das fundações é de todo recomendável que também no Brasil, assim como já é feito em muitos países europeus, asiáticos e na América do Norte, se lance mão do uso de outras técnicas de investigação, seja "in situ" como os ensaios pressiométricos, o CPT, CPTU, DMT, ou outros, seja em laboratório sobre amostras convenientemente colhidas, conforme já foi objeto de descrição no capítulo 3 deste livro. A Engenharia de Fundações no Brasil apresenta, atualmente, uma tendência crescente de uso destas técnicas, havendo expectativa de aceleração de sua introdução nos projetos de fundações usuais, assim como já ocorre nos casos de obras especiais e de maior complexidade, permitindo assim ao projetista de fundações atuar com uma gama muito mais ampla e confiável de dados e informações, o que certamente representará um salto de qualidade nos projetos neste campo.

c. Estudo de Alternativas e Escolha do Tipo de Fundação

No capítulo 6 deste livro foi discutido com profundidade o processo de escolha do tipo de fundação, estabelecendo-se as premissas metodo lógicas deste processo e organizando suas etapas passo a passo.

CAPÍTULO 20 VERIFICAÇÃO DE DESEMPENHO

Sussumu Niyama
Nelson Aoki
Paulo Roberto Chamecki

20.1 CONCEITOS BÁSICOS

20.1.1 Definição

O objetivo da verificação do desempenho de uma fundação é demonstrar que o comportamento previsto no projeto está sendo confirmado na prática da execução. Para garantir o cumprimento deste objetivo, aplica-se um conjunto de procedimentos e técnicas que serão tratados neste capítulo.

O desempenho é satisfatório quando o que foi previsto aconteceu. Assim, deve-se ter em mente que a especificação de projeto é feita para certificar que o previsto seja atingido. Se for corretamente previsto, a responsabilidade pela não conformidade passa a ser da execução e não do projeto.

Na realidade, a verificação de desempenho de uma fundação é parte de um problema mais geral que é a comprovação do comportamento sob a ação das cargas da estrutura e da fundação, incluindo o maciço de solo, que deve ser exercida em todas as fases, desde a concepção do projeto até o final da vida útil da obra. Tratando-se de uma cadeia de eventos no espaço-tempo, o sucesso de uma obra de fundação depende de cada elo componente. O bom ou mau desempenho deve ser medido em termos de atingimento ou não de cada meta prevista no projeto.

A atual Norma ABNT NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações reconhece que a e*ngenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza.*

Coerentemente, a norma prescreve o procedimento para determinação da curva de variabilidade da resistência da fundação, que é essencial na determinação do risco geotécnico e passa a ser o principal aspecto a ser verificado na nova postura filosófica da norma atual. Assim, além dos aspectos de custos e prazos, devem ser verificados os aspectos estruturais, estéticos, funcionais, durabilidade e, as consequências materiais da ruína da fundação que é o risco previsível na atividade geotécnica.

Portanto, as duas metas a serem atingidas no projeto e na execução são: a) *determinação do risco geotécnico* decorrente da ruína da fundação, no estado limite último (ELU) e de serviço (ELS), devido á variabilidade previsível das cargas e das propriedades dos materiais naturais e artificiais envolvidos e, b) especificação de materiais, métodos e processos visando evitar a ocorrência de erros humanos imprevisíveis.

Tratando-se de uma atividade de risco, o Código de Defesa do Consumidor obriga o fornecedor do serviço de fundações a determinar e informar ao consumidor o valor do risco geotécnico da fundação que é estimada pela expressão:

Risco = probabilidade de ruína x vulnerabilidade x valor financeiro das consequências deste evento.

Uma vez fixada a profundidade de cada elemento isolado de fundação da população analisada, torna-se definida a superfície resistente da fundação que é o objeto da análise de risco.

O contrato deve descrever o cenário de análise especificando vida útil, normas, especificações, propriedades dos materiais naturais e artificiais envolvidos que devem ser comprovadas por adequados procedimentos e técnicas de verificação de desempenho no campo.

No caso de estacas a variabilidade da resistência especificada no projeto pode ser comprovada por provas de carga estática ou ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente, nas quantidades prescritas no item 9.2.2 da NBR 6122/2010. A integridade pode ser verificada durante ou após a execução por métodos destrutivos ou não destrutivos.

No cenário de análise do risco de ruína, da população total ou parcial de elementos isolados de cada região representativa do terreno, a resistência característica é definida a partir da quantidade de perfis de ensaio do solo ou do número de provas de carga realizadas, conforme prescreve o item 6.2.1.2 da NBR 6122/2010.

A resistência da fundação representada por esta superfície resistente depende da variabilidade do maciço de solo na região analisada, do tipo de fundação, do equipamento, da equipe e, principalmente, da metodologia de controle da resistência durante a execução.

No caso da distribuição de Gauss a curva é simétrica e definida por três pontos: o valor médio e

Em prova de carga sobre estaca, um bloco de coroamento deve ser previamente executado, como elemento de transmissão das cargas do macaco para a fundação.

Medições

Durante a realização da prova de carga estática, são medidas: as cargas aplicadas, os deslocamentos correspondentes da placa metálica ou do elemento estrutural de fundação e o tempo decorrido.

Atualmente a tradicional medida das cargas aplicadas durante o ensaio, através de manômetros que fornecem a pressão no sistema de acionamento do macaco ou conjunto de macacos hidráulicos, tem evoluído para a utilização de células de carga, visando a obtenção de maior precisão.

Os deslocamentos da placa ou do topo do elemento de fundação na direção da aplicação da carga são medidos por dois pares de extensômetros mecânicos ou deflectômetros, com sensibilidade e leituras de 0,01 milímetro. Posicionados diametralmente opostos em relação ao ponto de aplicação da carga, permitem calcular o deslocamento como a média destas leituras, bem como alertar para a eventual ocorrência de recalques diferenciais que podem comprometer a continuidade do ensaio.

Vigas de referência servem de apoio para os deflectômetros, exigindo cuidados especiais para que não venham a falsear os resultados devido a sua deformação ou movimentação. São o objeto de detalhadas recomendações na Norma NBR 12131.

Montagem

Diversos tipos de montagens de provas de carga estão ilustrados nas Figuras 20.1 a 20.3. Um sistema de reação adequado à direção, ao sentido e à intensidade das cargas de ensaio é necessário para permitir o apoio do macaco hidráulico ou célula de carga, ao aplicar o carregamento. O sistema de reação geralmente é constituído por uma viga ou estrutura metálica, apta a manter o macaco posicionado sobre a placa ou o elemento de fundação.

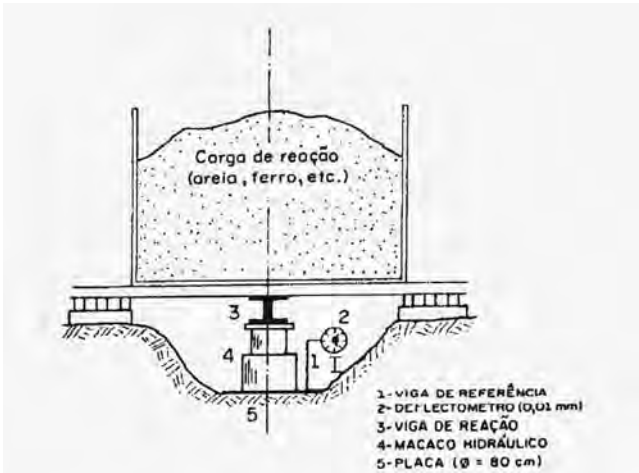


Fig. 20.1 - Reação com cargueira (Apud Alonso, 1991)

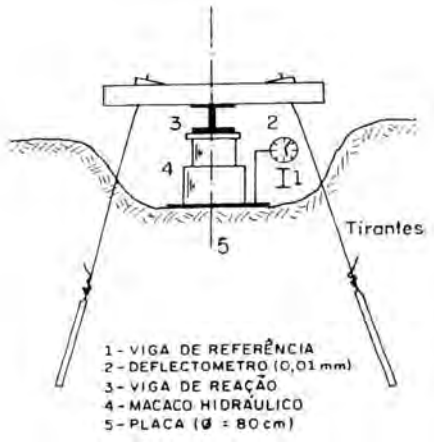


Fig. 20.2 - Reação com tirantes

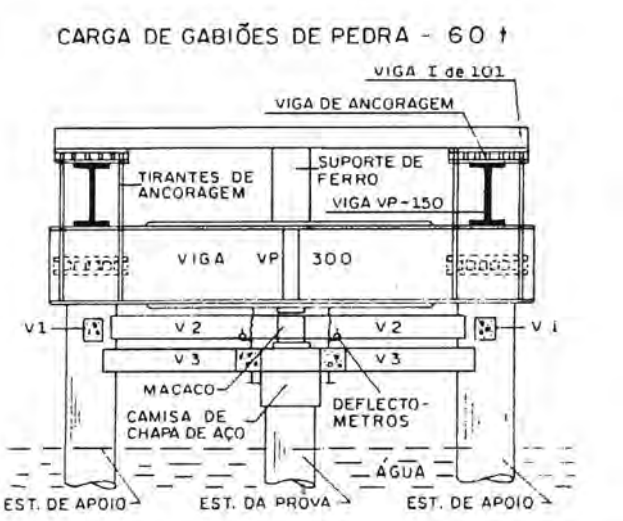


Fig. 20.3 - Reação mista (Apud Ramos e Niyama, 1994)

A viga de reação pode ser mantida na posição devido ao peso de um caixão ou uma plataforma carregada (Figura 20.1), pode ser fixada na extremidade de ancoragens solidarizadas ao terreno (Figura 20.2) ou de estacas de tração executadas para este fim (Figura 20.3), ou ainda a elementos da fundação da obra situados nas proximidades do local a ensaiar. Vargas (1990) atribui a Costa Nunes a idealização do sistema de reação através de tirantes ancorados no solo em torno da estaca (Figura 20.2), com a finalidade de ensaiar as estacas-tubulões da Ponte Rio-Niterói. A Foto 20.1 mostra um exemplo de reação com uso de tirantes.

Todas estas montagens aplicam-se igualmente a ensaios em placas ou em elementos de fundação, com cargas axiais de compressão. As Figuras 20.4 e 20.5 ilustram alguns exemplos de montagens com os outros carregamentos possíveis: carga axial de tração (Figura 20.4), carga transversal (Figura 20.5), ambas utilizando estacas como reação. Niyama et al. (1981) ilustram o caso de uma prova de carga horizontal, em dois tubulões reagindo um contra o outro, instrumentada com inclinômetros para

podem ser determinadas através da medição adequada dos registros de força e velocidade total, em qualquer ponto da estaca. Usualmente se utilizam instrumentos que medem a deformação específica, que permite calcular a força e a aceleração, que se integram e permitem obter a velocidade. O registro contínuo ao longo do tempo, obtido através desta instrumentação dinâmica, das grandezas de força e velocidade num ponto da estaca junto ao topo, resulta num par de curvas, onde as mesmas se apresentam em função do tempo. A Figura 20.19 ilustra um registro típico assim obtido. As duas curvas mantêm a proporcionalidade até que comecem a chegar as ondas refletidas devidas às singularidades originadas a partir da interação da estaca com o terreno, em geral representadas por forças de atrito lateral.

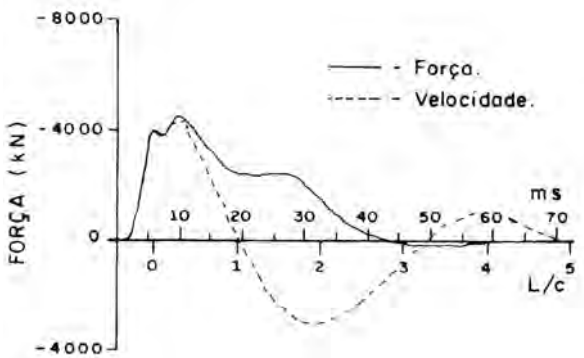


Fig. 20.19 - Registro típico obtido numa instrumentação dinâmica

e. Técnicas de Instrumentação

Vários pesquisadores a partir de 1938 iniciaram medições dinâmicas utilizando-se das várias ferramentas e técnicas disponíveis em cada época, até os dias atuais, em diversos países do mundo. Entretanto, o programa mais extenso e conhecido foi desenvolvido no atual "Case Western Reserve Institute", iniciado em 1964 (Goble et al., 1980). Deste programa resultou a técnica de instrumentação mais utilizada no mundo, sobre a qual está baseado o conceito da prova de carga dinâmica, no sentido mais amplo.

Para realizar a instrumentação dinâmica, é utilizado um conjunto básico de instrumentos e equipamentos para a aquisição e tratamento de dados. Um dos esquemas mais difundidos utiliza o PDA (Pile Driving Analyzer), como ilustrado na Figura 20.20. O PDA é uma marca registrada da empresa Pile Dynamics Inc. (PDI) que desenvolveu e comercializa este equipamento. Outros conjuntos de equipamentos, de outros fornecedores, podem ser utilizados para realização deste ensaio dinâmico. De qualquer forma, a instrumentação básica se constitui de transdutores de deformação específica e de acelerômetros, os quais permitem obter, respectivamente, registros de força e velocidade. Estes instrumentos são fixados aos pares numa seção da estaca, próxima do seu topo, em posições diametralmente opostas, a fim de compensar os efeitos de momento fletor de um golpe excêntrico. Na Foto 20.3 pode ser observado um par destes instrumentos afixados numa estaca cravada.

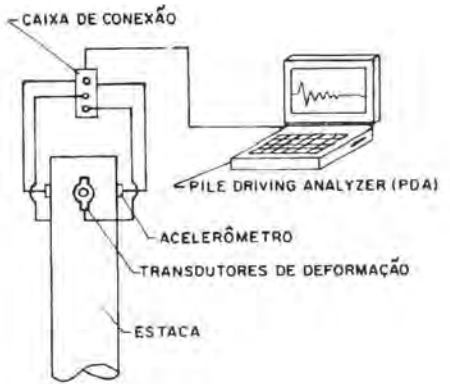


Fig. 20.20 - Esquema usual empregado numa instrumentação dinâmica

Foto 20.3 - Uma estaca instrumentada com acelerômetro e transdutor de deformação

Os sinais enviados pelos instrumentos, via cabos ou via sinal de rádio ("cordless") são processados pelo PDA, que pode calcular vários parâmetros de interesse, sendo o principal a resistência à penetração da estaca no solo através do método simplificado "CASE" (também marca registrada da mesma empresa PDI) ou similar. Estes sistemas permitem obter ainda:

OS AUTORES SOBRE OS AUTORES

- **Akira Koshima**, engenheiro civil e mestre em engenharia pela Escola Politécnica da USP, é gerente técnico da NOVATECNA.
- **Alberto Casati Zirlis**, engenheiro civil pela Escola de Engenharia Mauá, é sócio-diretor da SOLOTRAT.
- **Alberto Henriques Teixeira**, engenheiro civil pela Escola Politécnica da USP, foi professor titular do Mackenzie, da FAAP, da Mauá e da Escola de Engenharia de São Carlos, da USP, e é diretor da A. Teixeira Consultoria e Projetos.
- **Alberto Sayão**, engenheiro Civil (1976) e Mestrado em Eng. Geo técnica na PUC-Rio (1980). Doutorado (1989) e Pós-Doutorado (2000) em Eng. Geotécnica na Univ. British Columbia, Canadá. Professor e pesquisador da PUC-Rio desde 1980.Presidente da ABMS de 2004 a 2008, é Conselheiro eleito do CBDB e Membro titular da Academia Nacional de Engenharia desde 2011.
- **Anna Laura L. S. Nunes**, engenheira civil - Graduação e Mestrado pela PUC-Rio em 1985 e 1989, PhD em Engenharia Civil e de Minas pela École Polytechnique, Univ. Montreal 1997. Professora na PUC-Rio, UFRGS e na COPPE-UFRJ. Foi presidente do CBMR-ABMS e da ABMS-NRRJ.
- **André Jum Yassuda**, engenheiro civil pela Escola Politécnica de São Paulo 1976. Atualmente diretor da Bureau de Projetos e Consultoria.
- **Antonio Dias Ferraz Nápoles Neto** (*in memorian*), engenheiro civil pela Escola Politécnica da USP, é pesquisador aposentado do IPT, onde também foi diretor da Divisão de Engenharia Civil.
- **Argimiro Alvarez Ferreira**, engenheiro civil pela Escola de Engenharia Mauá, foi coordenador da área de Geotecnia do Metrô de São Paulo e é assessor técnico da diretoria de engenharia e construções do Metrô de São Paulo.
- **Armando Negreiros Caputo** (*in memorian*), engenheiro civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, com especialização em Mecânica dos Solos e Fundações, é superintendente da Brasfond.
- **Arsênio Negro Jr**., engenheiro civil pela Escola Politécnica da USP, M.Sc pelo Imperial College e Ph.D por Alberta, foi professor titular da FAAP e é sócio diretor da Bureau de Projetos e Consultoria.
- **Arthur Rodrigues Quaresma**, engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie (1955), é sócio fundador da Engesolos.
- **Artur Rodrigues Quaresma Filho**, engenheiro civil pela FAAP (1984), foi vice-presidente do SindusCon-SP e é diretor da Engesolos.
- **Bernadete Ragoni Danziger**, engenheira civil pela UFRJ -1976, Mestrado (1982) e Doutorado (1991) na COPPE e Pós-doutorado no NGI de 1993 a 1995.Trabalhou na Franki de 1975 a 1987 e na Dolphin Engenharia de 1987 a 1990.Professora na UFF de 1992 a 2004 e desde 2004 na UERJÉ pesquisadora CNPq e procientista da UERJ, atuando também em consultoria de fundações e escavações subterrâneas.
- **Carlos de Sousa Pinto**, engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Federal do Paraná, M.Sc pela Iowa State University, doutor em engenharia pela Escola Politécnica da USP, foi professor dessa mesma Escola.
- **Carlos Eduardo Moreira Maffei**, engenheiro civil e doutor em engenharia de estruturas pela Escola Politécnica da USP, foi professor titular da mesma escola e é sócio-diretor da Maffei Engenharia.
- **Carmo Tsuguinori Yassuda** (*in memorian*), engenheiro civil pela Escola de Engenharia de São Carlos, da USP, M.Sc pelo Imperial College, foi professor da Escola de Engenharia Mauá e engenheiro da Geotécnica.
- **Celso Nogueira Corrêa**, engenheiro Civil pela FEFAAP, em 1987, engenheiro na ZF Eng. Assoc. desde 1988, tesoureiro do NRSP da ABMS gestões 09/10 e 11/12 e presidente nas gestões 13/14 e 15/16.
- **Celso Orlando**, engenheiro civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo -1976. Mestre (1985) e doutor (1999) na Área de Solos e Fundações da Escola Politécnica da USP. Atua na área de engenharia de fundações e contenções.
- **Claudio Michael Wolle**, engenheiro civil, mestre e doutor em engenharia pela Escola Politécnica da USP, é pesquisador aposentado do IPT, professor da Escola Politécnica da USP e consultor independente.
- **Clóvis Mario Moreira Maia**, engenheiro civil pela UFRS, com especialização em administração de empresas pela Fundação Getúlio Vargas, é sócio diretor da Godoy e Maia Engenharia de Fundações.
- **Cristina Schmidt**, engenheira civil formada pela Escola Politécnica da USP em 1995, com mestrado pela mesma instituição em 2004. Secretária do Núcleo Regional São Paulo da ABMS desde 2013. Atualmente é gerente de engenharia da Huesker Brasil.
- **Dirceu de Alencar Velloso** (*in memorian*), engenheiro civil pela Escola de Engenharia da UFRJ (1954), livre docente de Resistência dos Materiais e doutor em Ciências Físicas e Matemáticas pela UFRJ (1962), foi engenheiro da Estacas Franki (1955-1979) e da Promon (1979-1993) e é professor titular de Mecânica dos Solos da Escola de Engenharia e da COPPE, da UFRJ.
- **Fernando Artur Brasil Danziger**, engenheiro civil, especialidade Mecânica dos Solos, pela Escola de Engenharia da UFRJ, mestre em ciências e doutor em ciências pela COPPE/UFRJ, é professor adjunto da Área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ.
- **Fernando Emmanuel Barata**, engenheiro Civil, 1950, Escola Nacional de Engenharia (atual Escola Politécnica da UFRJ). Livre docente da Universidade do Brasil, 1963 (atual UFRJ). Professor da POLI/UFRJ de 1956 a 1994. Professor Titular da POLI/UFRJ, 1987. Professor Emérito da UFRJ, 1995. Engenheiro do DER de 1950 a 1985. Prêmio Terzaghi (ABMS) 1963. Atuou nas empresas Estacas Franki, Geotécnica e Fundamento (sócio e Presidente). Projetista e Consultor, publicou artigos e 2 livros sobre geotecnia.
- **Fernando Rebouças Stucchi**, engenheiro civil, mestre e doutor pela Escola Politécnica da USP, é professor da mesma Escola e diretor do Sistema Maubertec de Engenharia.
- **Francis Bogossian**, engenheiro civil pela Escola Nacional de Engenharia, da qual foi professor regente por cerca de 15 anos, é professor titular da Universidade Veiga Filho, presidente da AEERJ e sócio fundador da Geomecânica.
- **Francisco de Rezende Lopes**, engenheiro civil pela UERJ, mestre em ciências pela COPPE/UFRJ e Ph.D pela Universidade de Londres, é professor da Escola de Engenharia e da COPPE, da UFRJ.
- **Frederico F. Falconi**, engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie, é sócio da ZF Engenheiros Associados.
- **Hélvio Tarozzo**, engenheiro civil pela Escola Politécnica da USP, é diretor da Esteio Engenharia.
- **Ivan Grandis**, engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie, M.Sc pelo Imperial College, é diretor da Geomaster.
- **Jaime de Azevedo Gusmão Filho** (*in memorian*), engenheiro civil pela Universidade do Recife, mestre pela Universidade de Illinois, foi consultor da Gusmão Engenheiros Associados e professor titular da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco.
- **Jaime Domingos Marzionna**, engenheiro civil e mestre em engenharia pela Escola Politécnica da USP, é professor da mesma Escola e sócio diretor da Engeos.
- **Jarbas Milititsky**, engenheiro civil pela UFRS, M.Sc. pela COPPE/UFRJ, Ph.D. pela Gildford University, foi professor titular da UFRS e sócio da Milititsky Consultoria Geotécnica.

Ao longo de vinte capítulos e com a participação de mais de sessenta profissionais que, mais do que possuir reconhecida experiência, são verdadeiras referências na área, *Fundações: teoria e prática* apresenta o estado da arte da concepção, análise, projeto, execução e monitoramento de fundações no Brasil. A grande aceitação desta obra é atestada por sua durabilidade: mais de 20 anos e três revisões para as devidas atualizações.

Organizado em cinco partes, a primeira é uma síntese dos fundamentos da Mecânica dos Solos, indispensáveis ao exercício de uma boa Engenharia de Fundações. A segunda parte trata de todos os tipos de fundações e suas múltiplas facetas, como concepção; análise, projeto e execução; fundações sujeitas a esforços dinâmicos; fundações de estruturas *offshore*; e reforço de fundações. A terceira parte é dedicada às contenções, como muros de arrimo, paredes, tirantes e cortinas, enquanto a quarta parte trata das obras complementares (reforço do terreno, tratamento do solo, rebaixamento e drenagem), por vezes indispensáveis para a execução das fundações. Finalmente, a quinta parte trata de um tema cada vez mais essencial para preservar a competitividade: a qualidade e seus requisitos de certificação e homologação, além de procedimentos de verificação de desempenho, como provas de carga, ensaios de carregamento dinâmico, ensaios de integridade e monitoramento de recalques.

ISBN 978-85-7975-283-4