

Lucas Silveira Nienkotter Tavares

**Reforço Estrutural de Fundações e sua Importância para a
Reabilitação e Conservação do Patrimônio Histórico**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do Título de Engenheiro
Civil.

Orientadora: Prof.^a Patrícia de Oliveira
Faria, PhD.

Florianópolis
2014

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

Tavares, Lucas

Reforço estrutural de fundações e sua importância para a reabilitação e conservação do patrimônio histórico / Lucas Tavares ; orientadora, Patrícia de Oliveira Faria - Florianópolis, SC, 2014.

83 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Fundações. 3. Patologia. 4. Reforço Estrutural. 5. Patrimônio Histórico. I. de Oliveira Faria, Patrícia. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Lucas Silveira Nienkotter Tavares

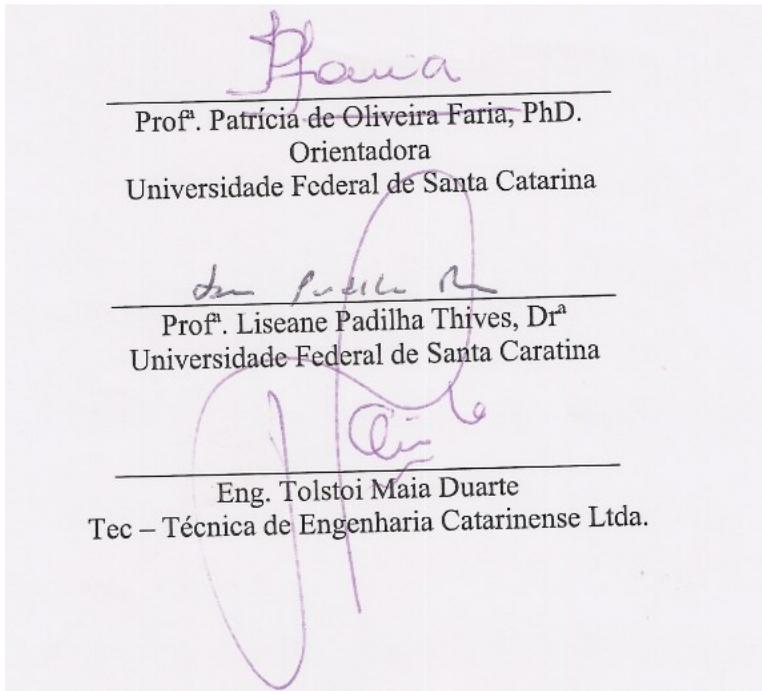
**Reforço Estrutural de Fundações e sua Importância para a
Reabilitação e Conservação do Patrimônio Histórico**

Este Trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 10 de julho de 2014.

Prof. Luiz Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Dedico este trabalho a minha
família e amigos.

AGRADECIMENTOS

À minha professora orientadora, Professora Patrícia de Oliveira Faria, por sua orientação, dedicação, compreensão e colaboração no decorrer desta pesquisa.

A todo o corpo docente do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, pelo o ensino transmitido durante os anos de formação.

Aos meus amigos e companheiros de curso, pelo apoio e fraternidade que fizeram esta caminhada possível.

Aos meus familiares, por sempre terem me dado condições necessárias e incentivo durante a realização do meu curso de graduação.

“Se você não conhece a história, então você não sabe nada. Você é uma folha que não sabe que é parte de uma árvore.”

Michael Crichton, 1969

RESUMO

A reabilitação e conservação das estruturas construídas pelo homem sempre tomou lugar importante nas pesquisas e em avanços tecnológicos relacionados à Engenharia. A crescente preocupação com a preservação do patrimônio histórico tem alavancado áreas tanto técnicas como culturais, que por sua vez moldam-se especificamente para cada caso e se mostram no papel fundamental da formação do cidadão em se tratando da valorização do patrimônio como herança histórica a ser preservada. Visando manter a integridade e segurança de sítios com valor histórico criou-se uma enorme gama de materiais, estudos e técnicas. Sendo assim, o entendimento pleno do funcionamento estrutural das edificações é necessário. Entendimento este que só é atingido pela compreensão do sistema inicial de estrutura das construções, formado entre solo e fundação. É vital que se saiba as propriedades do solo onde está situado o patrimônio histórico, bem como a interação entre ambos. O veículo para que ocorra esta interação é o elemento de fundação. Elemento que possui uma gama imensa de variações para cada perfil de solo e carregamento submetido. Deve-se ter total noção do rendimento do elemento de fundação bem como o que pode provocar e como combater a sua insuficiência causada por patologias que acometem as fundações.

De maneira que conhecendo, estudando e aprimorando técnicas para realizar os necessários reforços na estrutura do elemento de fundação tenhamos como garantir a segurança e integridade dos sítios históricos e assim consiga-se perpetuar todo espectro de informação que apenas edificações dessa categoria podem fornecer.

Palavras-chave: Engenharia. Patrimônio. Estrutura. Fundação. Patologia. Reforço.

ABSTRACT

The rehabilitation and maintenance of the structures built by man has always taken an important place in research and technological developments related to Engineering. The growing concern for the preservation of historical heritage has leveraged both technical and cultural areas, which in turn are molded specifically for each case and show the key role of the formation of citizens when it comes to the appreciation of heritage as historical heritage to be preserved. To maintain the integrity and security of sites with historical value created a huge range of materials, techniques and studies. Thus, a full understanding of the structural behavior of buildings is necessary. Understanding that this is only achieved by understanding the initial system structure of buildings, formed between soil and foundation. It is vital to learn the properties of the soil which is situated the historical heritage as well as the interaction between them. And vehicle for this interaction to occur is the foundation element. Element that has a huge range of variations for each soil profile and subjected charging. Must have complete notion of income from foundation member and which can cause and how to combat its failure caused by diseases affecting the foundations.

Knowing, studying and honing techniques to perform the necessary reinforcements in the structure of the foundation element as we ensure the safety and integrity of historic sites and thus can-perpetuating whole spectrum of information that only buildings of this caliber can provide.

Keywords: Engineering. Heritage. Structure. Foundation. Pathology. Reinforcement. Underpinning.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura em solos não coesivos	26
Figura 2 – Estrutura em solos coesivos.....	27
Figura 3 – Diagrama trilinear de classificação textural.....	28
Figura 4 – Esquema de ensaio SPT.....	33
Figura 5 - Esquema ensaio PIT	43
Figura 6 - Equipamento PIT.....	43
Figura 7 - Fissuras típicas causadas por recalques de fundações.....	45
Figura 8 – Macaco Hidráulico	51
Figura 9 – Reaterro estaca mega.....	52
Figura 10 – Grelha de microestacas.....	53
Figura 11 - Exemplos de soluções de reforço de paredes em alvenaria	54
Figura 12 - Solução de reforço recorrendo a pares de microestacas.....	54
Figura 13 – Microestaca Pali Radice Reticulada	55
Figura 14 – Detalhe Microestaca Pali Radice	56
Figura 15 – Equipamento de Jet Grouting	57
Figura 16 – Etapas <i>jet grouting</i>	58
Figura 17 - Alargamento da base de uma sapata.....	59
Figura 18 – Igreja do Carmo	62
Figura 20 – Corte das obras de reforço da Igreja do Carmo	65
Figura 21 – Convento de São Francisco	66
Figura 22 – Detalhe de reforço do Convento de São Francisco.....	67
Figura 23 – Perfil Geológico.....	68
Figura 24 – Capitania do Porto de Aveiro	69
Figura 25 – Planta laje existente Capitania do Porto de Aveiro.....	70
Figura 26 – Planta laje compatibilização colunas de jet grouting.....	71
Figura 27 – Detalhe de coluna jet grouting.....	71
Figura 28 – Furação de laje.....	72

Figura 29 – Execução das colunas de jet grouting	73
Figura 30 – Execução das colunas de jet grouting	73
Figura 32 – Perfil do solo em Turku, Finlândia	75
Figura 33 – Catedral Turku	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação qualitativa segundo IP	24
Tabela 2 – Classificação qualitativa segundo IL.....	24
Tabela 3 – Classificação qualitativa segundo IC	25
Tabela 4 – Número mínimo de sondagens.....	30
Tabela 5 - Coeficiente K e razão de atrito α	38
Tabela 6 – Fatores de correção F1 e F2	39

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAPWAP – Case Pile Wave Analysis Program
CCL – Casing Collar Locator
CPT – Cone Penetration Test
CPTU – Piezo Cone Penetration Test
IC – Índice de Consistência
IL – Índice de Liquidez
IP – Índice de Plasticidade
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
NA – Nível d'água
NBR – Norma Brasileira Registrada
PDA – Pile Driving Analyzer
PIT – Pile Integrity Test
SPT – Standard Penetration Test
TM – Tubo Metálico
USDA – United States Department of Agriculture

LISTA DE SÍMBOLOS

w	teor de umidade do solo <i>in situ</i>
mm	milímetro
%	porcentagem
m ²	metros quadrados
kg	quilograma
m	metros
cm	centímetros
cm/s	centímetros por segundo
°	graus
cm ²	centímetros quadrados
N_{spt}	resistência do solo à penetração
q_c	resistência de ponta
f_s	atrito lateral
u	poropressão
K	coeficiente em função do tipo de solo;
N_p	índice de resistência a penetração na cota de apoio;
$F_1; F_2$	fatores de correção propostos pelo método;
A_p	área da ponta;
N_L	índice de resistência a penetração médio
Δ_L	comprimento camada de espessura
α	a razão de atrito
D	diâmetro estaca em metros
\emptyset	diâmetro
®	marca registrada
kN	kilonewton

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
1.1 OBJETIVOS	21
1.1.1 Objetivo Geral	21
1.1.2 Objetivos Específicos	21
1.1.3 Estrutura do Trabalho	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1 SOLO	22
2.1.1 Plasticidade do solo	23
2.1.2 Estrutura dos solos	25
2.1.2.1 Estruturas em solos não coesivos	25
2.1.2.2 Estruturas em solos coesivos	26
2.1.3 Classificação dos solos	27
2.1.4 Nível de Água e Poropressão	29
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	29
2.2.1 SPT	30
2.2.2 CPT	33
2.2.3 Ensaio Complementares	34
2.3 FUNDAÇÕES	35
2.3.1 Fundações superficiais	35
2.3.2 Fundações profundas	36
2.4 PROVAS DE CARGA EM ESTACAS	39
2.4.1 Prova de carga estática	40
2.4.2 Prova de carga dinâmica	41
2.4.2.1 Teste de Análise da Cravação (PDA)	41
2.4.2.2 Ensaio de Integridade de Estacas (PIT)	42
2.5 PATOLOGIA DAS FUNDAÇÕES	44
2.5.1 Recalques	45

2.5.1.1 Recalques admissíveis	46
2.5.2 Carência de investigações geotécnicas.....	46
2.5.3 Deteriorações dos materiais	47
2.6 REFORÇO ESTRUTURAL EM FUNDAÇÕES	47
2.6.1 Escolha do tipo de reforço	48
2.6.2 Reparo ou reforço dos materiais	50
2.6.3 Enrijecimento da estrutura	50
2.6.4 Estacas Mega	50
2.6.5 Microestacas	52
2.6.6 Jet grouting	56
2.6.7 Alargamento da base de fundação.....	59
3 MÉTODO.....	60
4 ESTUDOS DE CASO.....	60
4.1 HISTÓRICO E MOTIVAÇÃO.....	60
4.2 SOLUÇÃO DE REFORÇO POR MEIO DE MICROESTACAS	61
4.2.1 Caracterização do local do estudo.....	61
4.2.1.1 A Igreja do Carmo	62
4.2.1.1.1 Histórico	62
4.2.1.1.2 Descrição da solução tomada.....	63
4.2.1.2 Convento de São Francisco.....	65
4.2.1.2.1 Histórico	65
4.2.1.2.2 Descrição da solução tomada.....	66
4.3 SOLUÇÃO DE REFORÇO POR MEIO DE <i>JET GROUTING</i> .	68
4.3.1 Caracterização do local do estudo.....	68
4.3.2 Edifício da antiga Capitania do Porto de Aveiro.....	69
4.3.2.1 Histórico	69
4.3.2.2 Descrição da solução tomada.....	70

4.4 SOLUÇÃO DE REFORÇO POR MEIO DE ESTACAS MEGA	75
4.4.1 Caracterização do local do estudo	75
4.4.2 Catedral de Turku	75
4.4.2.1 Histórico	75
4.4.2.2 Descrição da solução tomada	76
5 CONCLUSÃO	78
REFERÊNCIAS.....	79

1 INTRODUÇÃO

A consciencialização de que há a necessidade da conservação da nossa história vem tomando proporções maiores a cada dia. Sobre o olhar da Engenharia este trabalho pretende explicar como as fundações e o seu desempenho figuram em um dos papéis mais importantes na reabilitação e conservação de patrimônios históricos.

Considerando, primeiramente, o entendimento da estruturação e classificação do solo onde o sítio histórico se encontra e como ele irá reagir às cargas da super-estrutura. Bem como ciência de quais são os problemas e porque eles ocorrem nas fundações dessas edificações. Havendo, assim, a necessidade de sempre realizar estudos investigativos no solo e nos elementos de fundação.

Caso a funcionalidade da fundação seja comprometida vê-se necessária a intervenção por meio do reforço estrutural das fundações. No trabalho serão abordadas as técnicas mais usuais de reforço, bem como exemplificação e definição de estudos de caso de reabilitação de sítios históricos por meio de tratamentos nas suas fundações.

Primeiramente será exposta a revisão bibliográfica de obras consagradas e artigos científicos originários de vários países, com finalidade de dar o embasamento teórico necessário para o entendimento completo da relação entre estrutura e elemento de fundação.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O principal objetivo desse trabalho é descrever como as técnicas de reforço estrutural de fundações se mostram de vital importância para a garantia de integridade e segurança das edificações históricas.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Embasar o conhecimento da estrutura e classificação dos solos;
- Descrever tipos de fundação e embasar a relação das fundações profundas com o solo;
- Apresentar as características patológicas em fundações de patrimônios históricos;

- Definir e exemplificar técnicas de reforço estrutural de fundações;
- Constatar a importância do reforço estrutural de fundações para conservação do patrimônio histórico por meio de estudos de caso.

1.1.3 Estrutura do Trabalho

No capítulo 2, referente à Revisão Bibliográfica, serão apresentados conceitos e definições relacionadas ao estudo do solo, investigação geotécnica, fundações, principais características patológicas em fundações de patrimônios históricos, reforço estrutural de fundações e principais técnicas adotadas. O Capítulo 3 explica o Método escolhido para colher os dados e informações para elaboração do Estudo de Caso, descrito no capítulo 4. Este contém informações e dados sobre edifícios de valor histórico bem como caracterização geomorfológica de cada lugar em questão e a descrição da solução de reforço aplicada. Por fim, o capítulo 5 pretende expor as conclusões obtidas a partir da realização deste trabalho e constatação da premissa do reforço de fundações relacionado à reabilitação e conservação do patrimônio histórico.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLO

Segundo Das (2011), solo é definido como um agregado não cimentado de grãos minerais e matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e gás preenchendo os espaços vazios existentes entre as partículas sólidas. Originando, assim, um sistema trifásico.

O solo é usado como material de construção em diversos projetos da engenharia civil e suporta fundações estruturais. Dessa forma, os engenheiros civis devem estudar as propriedades do solo, como origem, distribuição de tamanho dos grãos, permeabilidade, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e capacidade de carga. O ramo da ciência que estuda as propriedades físicas e o comportamento de massas do solo submetidas a diversos tipos de tensão é a mecânica dos solos (DAS, 2011).

Os dois principais componentes no estudo de mecânica dos solos são a plasticidade do solo e a sua estrutura (DAS, 2011).

2.1.1 Plasticidade do solo

A plasticidade é a propriedade de solos finos, entre largos limites de umidade, de se submeterem a grandes deformações permanentes, sem sofrer ruptura, fissuramento ou variação de volume apreciável. (NBR 7250, 1982)

No início do século XX, um cientista sueco chamado Albert Atterberg desenvolveu um método para descrever a consistência de solos granulares finos com teores de umidade variados (DAS, 2011).

Dependendo do teor de umidade o comportamento do solo pode ser dividido em quatro estados – sólido, semissólido, plástico e líquido.

O teor de umidade no qual ocorre a transição do estado sólido para o semissólido é definido como *limite de contração* (LC), o teor de umidade no ponto de transição do estado semissólido para o estado plástico é o *limite de plasticidade* (LP), e do estado plástico para o estado líquido é o *limite de liquidez* (LL). Esses parâmetros também são conhecidos como limites de Atterberg (DAS, 2011).

A partir dos valores achados para os limites de Atterberg é possível calcular uma série de índices que ajudam na classificação plástica e da consistência dos solos. São os índices:

- Índice de plasticidade (*IP*): é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade de um solo, fisicamente representaria a quantidade de água que seria necessário a acrescentar a um solo, para que ele passasse do estado plástico ao líquido, dado pela equação (1).

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

onde, *IP* = índice de plasticidade

LL = limite de liquidez

LP = limite de plasticidade

Resultados da equação (1) foram usados por Burmister (1949) para classificar os solos de forma qualitativa em função do seu índice de plasticidade, como mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação qualitativa segundo IP

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
>40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das (2011)

- Índice de liquidez (IL): é a consistência relativa de um solo coesivo no estado natural (DAS, 2011). Esse índice é unitário para solos com teor de umidade natural igual ao limite de liquidez, e zero para solos que tem umidade natural igual ao limite de plasticidade, dado pela equação (2).

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (2)$$

onde, w = teor de umidade do solo *in situ*.

LL = limite de liquidez

LP = limite de plasticidade

IL = índice de liquidez

O índice é usado, basicamente, na classificação da sensibilidade de argilas. Conforme a tabela a seguir:

Tabela 2 – Classificação qualitativa segundo IL

IL	Descrição
> 1	Argilas sensíveis
\approx 1	Argilas normalmente adensadas
\approx 0	Argilas pré-adensadas
< 0	Argilas altamente adensadas

Fonte: Das (2011)

- Índice de consistência (*IC*): indicativo do grau de consistência do solo em sua umidade natural (DAS, 2011), definido pela equação (3).

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP} \quad (3)$$

onde, *w* = teor de umidade do solo *in situ*.

LL = limite de liquidez

LP = limite de plasticidade

IC = índice de consistência

O índice é usado para classificar a consistência de argilas e siltes argilosos, conforme tabela a seguir:

Tabela 3 – Classificação qualitativa segundo IC

IC	Descrição
< 0	Muito mole (estado fluido)
0 – 0,5	Mole
0,5 – 0,75	Médio
0,75 – 1	Rijo
> 1	Duro (estado sólido)

Fonte: Das (2011)

2.1.2 Estrutura dos solos

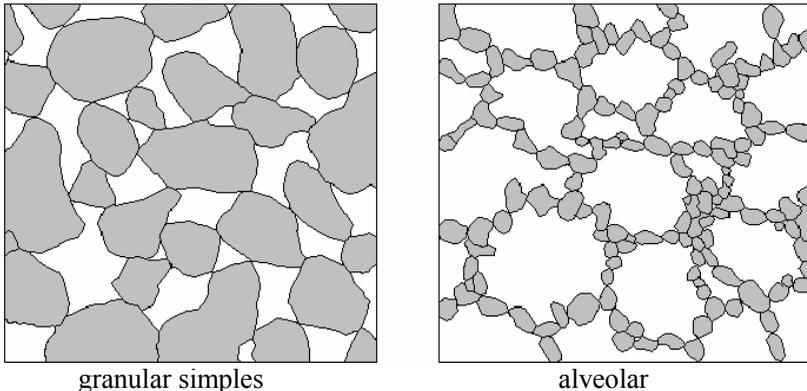
A estrutura do solo é definida como arranjo ou a disposição geométrica das partículas de um solo entre si. Entre os inúmeros fatores que afetam a estrutura estão o formato, o tamanho e a composição mineralógica das partículas do solo e a natureza e a composição da água no solo. Sendo divididos, em geral, em dois grupos: não coesivos e coesivos (DAS, 2011).

2.1.2.1 Estruturas em solos não coesivos

As estruturas encontradas em solos não coesivos podem ser divididas em duas categorias: granular simples ou alveolares. Nas estruturas granulares simples as partículas do solo estão em posição estável e em contato com outras partículas ao redor. Na estrutura alveolar, o silte e a areia formam pequenos arcos com correntes de

partículas. Solos que apresentam estrutura alveolar possuem maior índice de vazios e são capazes de suportar uma carga estática moderada. Entretanto, sob condições de carregamento mais pesadas ou submetidas a cargas de impacto, a estrutura colapsa, o que resulta em um grande recalque do solo (DAS, 2011).

Figura 1 – Estrutura em solos não coesivos

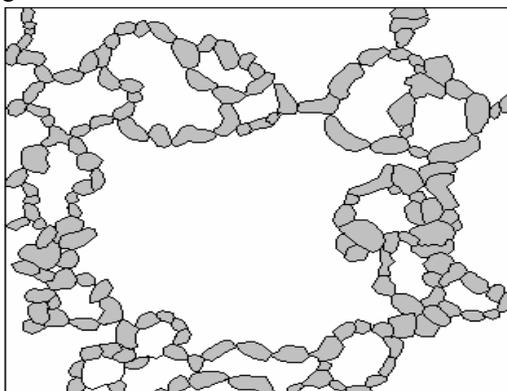


Fonte: Das, 2011

2.1.2.2 Estruturas em solos coesivos

Considerando partículas de solo coesivo em solução suspensa e que são carregadas negativamente, ocorre o impedimento da aglutinação das mesmas na suspensão, devido à repulsão mútua. Em virtude do seu reduzido tamanho estas partículas tenderiam a permanecer indefinidamente em suspensão, como é característico dos colóides, sendo dotadas de um estado de agitação aleatório denominado de movimento browniano. Caso as partículas se aproximem durante esse movimento de agitação aleatório em suspensão, elas podem formar flocos através do contato entre as bordas das partículas. Apresentando, assim, uma estrutura altamente complexa (DAS, 2011).

Figura 2 – Estrutura em solos coesivos



Fonte: Das, 2011

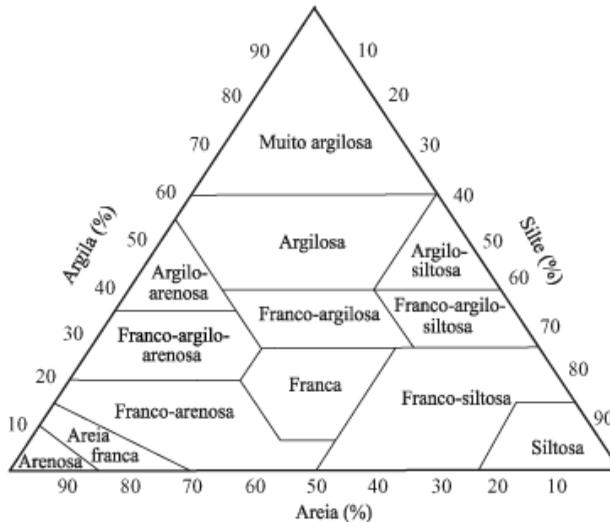
2.1.3 Classificação dos solos

Diferentes solos com propriedades semelhantes podem ser classificados em grupos e subgrupos, de acordo com seu comportamento. Os sistemas de classificação fornecem uma linguagem simples para expressar de forma concisa as características dos solos (DAS, 2011).

A classificação pedológica brasileira teve por base o Sistema Americano, formulado por Baldwin et al. (1938), modificado por Thorp e Smith (1949). Os conceitos centrais da antiga classificação americana de solos constituem a base da classificação brasileira.

Sendo mais comumente usada para classificação preliminar dos solos temos a classificação textural, que se refere à aparência da sua superfície e é influenciada pelo tamanho das partículas individuais que o solo contém (DAS, 2011). Tal classificação leva em conta a porcentagem de areia, argila e silte contidas no solo, como o diagrama trilinear como exemplifica a Figura 3.

Figura 3 – Diagrama trilinear de classificação textural



Fonte: Adaptado de *United States Department of Agriculture* (2013)

Como visto na figura anterior, a classificação leva em base as percentagens de areia, argila e silte que compõem o solo. Segundo NBR 6502/1995, são definidos como:

- Areia: solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm.
- Argila: solo de graduação fina constituída por partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade.
- Silte: solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exhibe baixa resistência quando seco o ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm.

2.1.4 Nível de Água e Poropressão

Nível do lençol freático, ou nível d'água (NA), refere-se à superfície delimitada pela zona de saturação e pela zona de aeração. Abaixo dessa cota, todos os vazios do solo são ocupados por água; e acima dessa cota até a superfície do solo, uma parte dos vazios é preenchida por ar e a outra parte com água (ALONSO, 1999).

A ciência de onde se situa a profundidade do nível d'água no terreno é de fundamental importância para o projeto de fundações, uma vez que certos tipos de fundação podem ser executados apenas acima do nível d'água, tornando, assim, este dado uma condicionante vital para a escolha do processo construtivo da fundação (CINTRA et al., 2013)

Poropressão, pressão de formação, pressão neutra ou pressão de poros, são todos nomes utilizados para definir a tensão exercida pelos fluidos no interior dos poros, ou vazios, dos solos. Quando um fluido é submetido a um carregamento, este reage igualmente em todas as direções. Em solos saturados, ou parcialmente saturados, a aplicação de uma força gera tensões efetivas. Ao subtrair-se a poropressão da tensão total, obtém-se a tensão efetiva (ALONSO, 1999).

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Comumente os materiais empregados na engenharia são industrializados, sendo assim são produzidos com controle de qualidade para atender às necessidades pré-estabelecidas. Contudo em um projeto de fundação se lida, basicamente, com a reação do solo à carga empregada, este por sua vez trata-se de um material natural que tem grande variabilidade quanto à composição e ao comportamento sob carga (CINTRA et al., 2013).

Variabilidade esta propiciada pela natureza em termos de constituição mineralógica, compactidade, resistência às tensões, deformabilidade, consistência, umidade. Sendo assim, o maciço de solo possui uma heterogeneidade tridimensional.

Devido a essa heterogeneidade, o projeto de fundação deve ser procedido de uma análise do solo onde será empregada a fundação, análise essa chamada de investigação geotécnica. A importância desse processo é vital para a qualidade construtiva das fundações, identificando características geométricas e estruturais dos perfis de solo envolvidos no projeto, bem como no fornecimento de parâmetros para projetos e análises futuras.

Aspectos relacionados à investigação das características do subsolo são as causas mais frequentes de problemas de fundações. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

As determinações das propriedades do solo são feitas tanto em ensaios laboratoriais como em ensaios no campo. Porém é massiva a utilização dos ensaios *in situ*, por sondagem. No Brasil, o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento normalmente varia entre 0,2% e 0,5% do custo total de obras convencionais (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O procedimento de sondagem se dá primeiramente pela escolha da quantidade e locação dos furos de sondagem, que pode ser variável de acordo com o perfil do terreno, porém deve obedecer a um número mínimo em função da área de projeção em planta da edificação. Número esse retirado da NBR 8036/1983 – Programação de sondagem de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios, exemplificado pela tabela a seguir:

Tabela 4 – Número mínimo de sondagens

Área de projeção em planta da edificação (m ²)	Número mínimo de sondagens
< 200	2
200 – 600	3
600 – 800	4
800 – 1000	5
1000 – 1200	6
1200 – 1600	7
1600 – 2000	8
2000 – 2400	9
> 2400	Deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção

Fonte: NBR 8036/1983

Entre os ensaios *in situ* se destacam o SPT e o CPT.

2.2.1 SPT

O Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Ele serve como indicativo da densidade

de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O STP tem como finalidade a identificação dos parâmetros do solo por meio de:

- Coleta de amostras a cada metro de profundidade, permitindo a classificação táctil e visual dos materiais atingidos;
- Identificação do início e fim de cada camada de solo, pela observação do material aderido ao trado ou pela observação da água de lavagem;
- Avaliação da profundidade do lençol freático, caso este seja encontrado na escavação;
- Avaliação da consistência ou compactidade do solo e capacidade de carga, pelo número de golpes (N_{spt}) necessários para a cravação do amostrador padrão.

O procedimento deste ensaio é simples e o equipamento utilizado possui baixo custo. Segundo NBR 6484/2001 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento SPT – Método de ensaio, a listagem de componentes da aparelhagem padrão compõe-se de:

- a) torre com roldana;
- b) tubos de revestimento;
- c) composição de perfuração ou cravação;
- d) trado-concha ou cavadeira;
- e) trado helicoidal;
- f) trépano de lavagem;
- g) amostrador-padrão;
- h) cabeças de bateria;
- i) martelo padronizado para a cravação do amostrador;
- j) baldinho para esgotar o furo;
- k) medidor de nível-d'água;
- l) metro de balcão;
- m) recipientes para amostras;
- n) bomba d'água centrífuga motorizada;

- o) caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação;
- p) ferramentas gerais necessárias à operação da aparelhagem.

Como primeiro passo, são feitas perfurações verticais no maciço de solo. Cada perfuração é iniciada por meio de um trado manual, na denominada operação de tradagem a seco, com a possibilidade de ser efetuado um exame tátil-visual dos detritos de solos trazidos pelo trado. Tubos de revestimento são instalados para evitar que o furo desmorone. Com o avanço da tradagem, caso seja observado um aumento substancial do teor de umidade, tem-se o indício indicador da provável profundidade do nível d'água (NA), que deve ser confirmada no dia seguinte ao término da sondagem. Trata-se de uma informação relevante, pois alguns tipos de fundação só podem ser executados acima do NA (CINTRA et al., 2013).

Em cada ponto de sondagem, monta-se a torre (tripé), com altura em torno de 5 metros e um conjunto de roldanas e cordas, que auxiliará no manuseio da composição de hastes por força manual.

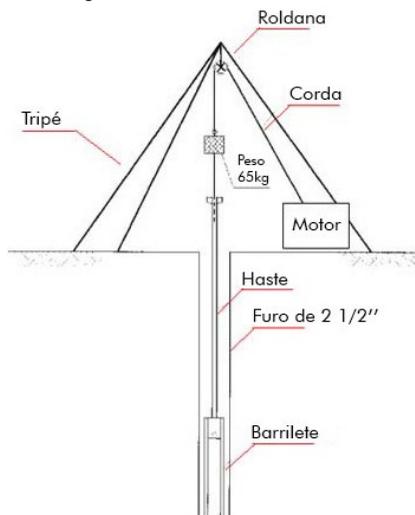
Na base do furo apoia-se o amostrador padrão, com cerca de 5 cm de diâmetro, acoplado a hastes de perfuração; marca-se na haste, com giz, um segmento de 45 cm dividido em trechos iguais de 15 cm; ergue-se o martelo padronizado de 65 kg até a altura de 75 cm e deixa-se cair em queda livre sobre a haste. Tal procedimento é repetido até que o amostrador penetre 45 cm do solo; a soma do número de golpes necessários para a penetração do amostrador nos últimos 30 cm é o que dará o índice de resistência do solo na profundidade ensaiada (N_{spt}) (NBR 6484, 2001).

Índice este que pode ser utilizado no auxílio da escolha do tipo de fundação adequada ao terreno, assim como no seu dimensionamento, através de métodos de cálculo de fundações, devido possibilidade de estimar parâmetros como: capacidade de carga, espessura e classificação do solo de cada camada e a profundidade do nível de água.

No Brasil, algumas empresas executoras de sondagens realizam uma medida adicional após a cravação do amostrados, porém antes da sua retirada, em cada metro da sondagem: o torque necessário à rotação do amostrador. Por meio de um torquímetro aferido, são feitas leituras do toque aplicado na composição das hastes (CINTRA et al., 2013).

Esse tipo de sondagem é designado como SPT-T. Trata-se de uma invenção brasileira, de autoria de Ranzini (1988). Os resultados de SPT-T vêm sendo utilizados por alguns projetistas de fundações, mas ainda sem configurar uma prática corrente (CINTRA et al., 2013).

Figura 4 – Esquema de ensaio SPT



Fonte: SCHNAID; ODEBRECHT (2012)

2.2.2 CPT

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (*cone penetration test*) e CPTU (*piezocone penetration test*), respectivamente, caracterizam-se internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para a determinação estratigráfica de perfis de solos, a determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e a previsão da capacidade de carga de fundações. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Segundo NBR 12069/1991 – Solo – Ensaio de Cone de penetração *insitu*, a aparelhagem padrão do CPT é:

- a) cone;
- b) luva de atrito;
- c) tubos externos;
- d) hastes internas
- e) sistema de medição de esforços;
- f) equipamento de cravação;
- g) sistema de reação

Nesse ensaio é introduzida no terreno uma ponteira em forma cônica a velocidade constante de 2cm/s. A ponteira tem medida padrão de vértice de 60° e área de ponte de 10cm². O ensaio pode ser realizado com equipamento mecânico ou elétrico (CINTRA et al., 2013).

No cone há sensores que medem a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). O primeiro valor é medido graças a um sensor localizado na ponta do cone, já o segundo valor é obtido graças à luva de atrito localizada acima da ponteira. Valores que podem ser lidos em tempo real e a cada centímetro da penetração, fornecendo um detalhado perfil estratigráfico do solo.

Um terceiro sensor pode ser adicionado ao cone, medindo assim a poropressão (u) gerada durante a escavação, dando origem ao ensaio de piezocone, o chamado CPTU. Algumas das vantagens do CPTU em relação ao CPT são: uma melhor definição do perfil do subsolo; a possibilidade de se diferenciar os horizontes em que a penetração foi drenada; uma melhor estimativa dos parâmetros de projeto; a possibilidade de se avaliar a posição do nível d'água e as condições de equilíbrio da água subterrânea, bem como as características de fluxo e consolidação durante o ensaio de dissipação (CINTRA et al., 2013).

2.2.3 Ensaio Complementares

Em grande parte dos projetos de fundações, somente a sondagem à percussão costuma ser realizada, devido à praticidade e rapidez de execução deste ensaio. No entanto, a informação solicitada e obtida em uma campanha de sondagem nem sempre é suficiente e conclusiva (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Investigações complementares podem ser necessárias para avaliar o subsolo. De acordo com a NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações, essas podem ser realizadas através de sondagens à percussão adicionais, instalação de indicadores de nível d'água, piezômetros, ensaio de palheta, assim como outros ensaios de campo e de laboratório. Devem-se avaliar as condicionantes econômicas e técnicas, bem como a relevância e viabilidade desses ensaios adicionais.

Ensaio de solo mais usuais realizados em laboratório são: ensaio triaxial, de cisalhamento direto, de caracterização, de adensamento e de permeabilidade. O ensaio triaxial determina parâmetros de resistência e deformabilidade do solo; o cisalhamento direto estabelece a coesão e o ângulo de atrito do solo; a caracterização

engloba as verificações de granulometria, umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade e massa específica; o ensaio de adensamento determina características de compressibilidade; e por fim, o ensaio de permeabilidade verifica os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal através do material (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

2.3 FUNDAÇÕES

Fundações são os elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (AZEREDO, 1988). Assim, as fundações devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, o solo necessita de resistência e rigidez apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais.

Para se escolher a fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Assim, analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993).

Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso (BRITO, 1987).

As fundações dividem-se, basicamente, em dois grandes grupos: fundações superficiais e fundações profundas.

2.3.1 Fundações superficiais

Segundo a NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações, as superficiais são elementos de fundação em que a carga é transmitida pelo terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Dentre as fundações superficiais podemos citar:

- Sapata
- Bloco
- Radier:
- Sapata associada
- Sapata corrida

2.3.2 Fundações profundas

Segundo a NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações, fundações profundas são elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor direção em planta, e no mínimo 3,0 m.

Dentre as fundações profundas podemos citar:

- Estaca
- Tubulão
- Caixão

Este trabalho aprofundará a questão de entendimento teórico das estacas, visto a maior utilização destas no cenário da construção civil brasileiro.

Estaca é elemento de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de execução, haja descida de pessoas na escavação feita. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores (NBR 6122, 2010). O processo de instalação das estacas divide-se em dois grupos: o de cravação e o de escavação.

No primeiro as estacas são instaladas por deslocamento do solo, em solos granulares, pouco a mediamente compactos, esse método causa o amento da compacidade do solo na medida em que o volume da estaca, introduzido no terreno, acarreta uma redução no índice de vazios. Este efeito é benéfico do ponto de vista do comportamento da estaca, uma vez que obtém-se uma maior capacidade de carga e menores recalques do que se o solo fosse mantido em seu estado original (VELLOSO; LOPES, 2002).

Em solos argilosos, devido à baixa permeabilidade, as estacas causam, em primeiro momento, um deslocamento do solo praticamente igual ao volume da estaca. Na região afetada há um aumento nas poropressões e amolgamento do solo. Após a execução o excesso de poropressão é dissipado e há recuperação parcial da estrutura do solo chamada recuperação tixotrópica. Caso o solo seja pouco sensível o adensamento pode compensar o efeito de amolgamento e ter-se, no final do processo um solo melhorado, com aumento das tensões efetivas. E no caso do solo ser muito sensível, pode ter-se um enfraquecimento do solo no final do processo de dissipação de efeitos de instalação ou até mesmo abatimento em torno da estaca, porém não se tem notícia da ocorrência desse caso extremo no Brasil (VELLOSO; LOPES, 2002).

Já as estacas escavadas podem causar descompressão do terreno. Esta descompressão será maior ou menor dependendo do tipo de suporte. Em um dos extremos temos as estacas escavadas sem suporte, o que é possível com alguma porcentagem de finos e a escavação acima do nível d'água, onde a descompressão é pronunciada. No outro extremo há as estacas com auxílio de camisas metálicas, com descompressão muito reduzida. No meio destes extremos estariam as estacas escavadas com lama bentonítica (VELLOSO; LOPES, 2002).

Um projeto de uma fundação profunda precisa examinar a segurança em relação à perda da capacidade de carga e avaliar os recalques sob as cargas de serviço (VELLOSO; LOPES, 2002).

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca é a mobilização das tensões resistentes do solo quando aplicado na estaca um carregamento limite. Para hipótese teórica simplificadora, vamos considerar que haja primeiramente mobilização exclusiva do atrito lateral até o máximo possível, para depois iniciar a mobilização da resistência de ponta.

O cálculo da capacidade de carga é obtido através de métodos teóricos, semiempíricos e empíricos. Porém, fórmulas baseadas apenas em teoria ou apenas em prática representam um horizonte pouco confiável na previsão da capacidade de carga. Prefere-se, dessa maneira, métodos semiempíricos, que se baseiam nas correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de cargas (CINTRA; AOKI, 2010).

O método Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de CPT, porém como no Brasil há maior utilização do método SPT usam-

se coeficientes de correlação dos dois tipos de ensaio para o método (VELLOSO; LOPES, 2002).

Sendo sua fórmula final dada pela equação (4).

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L) \quad (4)$$

onde,

K é o coeficiente em função do tipo de solo;

N_p é o índice de resistência a penetração na cota de apoio;

F_1 e F_2 são os fatores de correção propostos pelo método;

U é o perímetro da seção transversal da estaca;

A_p é a área da ponta;

N_L é o índice de resistência a penetração médio na camada de espessura Δ_L ;

α é a razão de atrito.

Tabela 5 - Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MP _a)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 6 – Fatores de correção F1 e F2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-molada	$1+D/80$ (D = \emptyset em metros)	$2 F_1$
Escavada	3,0	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ómega	2,0	$2 F_1$

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

O Método Aoki-Velloso tem sido comparado aos resultados de provas de carga realizadas em regiões específicas. Trazendo, assim, novos valores para K e α , válidos para determinados locais. Sendo assim, este método deve seguir esta tendência de manter sua formulação geral, porém substituir as correlações originais por correlações regionais, com validade aprovada (CINTRA; AOKI, 2010).

Vale salientar que a capacidade de carga encontrada em um solo pode apresentar um valor superior àquele da resistência estrutural à compressão da estaca. Caso não sejam realizados ensaios de carga dinâmica, ou estática, não se pode haver utilização da capacidade estrutural máxima da estaca. Devendo, segundo NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações, levar em conta, no projeto, o menor valor, a favor da segurança.

2.4 PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

Quando há dúvidas sobre a real condição das fundações profundas em se tratando à sua capacidade de transferência de carga ao solo, podem ser realizadas provas de carga estáticas, NBR 12131/1991 – Estacas – Prova de Carga Estática, ou realizadas por provas de carga dinâmica, NBR 13208/1994 – Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico. Permitindo a determinação da condição real de execução dessas fundações (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

O baixo custo dos ensaios dinâmicos e seu reduzido prazo de execução, em comparação as provas de cargas estáticas, figuram como fatores decisivos para o aumento significativo do uso, apresentando-se como ferramenta vital na verificação de qualidade de fundações profundas (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

A necessidade de utilização de empresas qualificadas, bem como pessoal treinado e especializado, é um requisito mínimo para atingir a condição de confiabilidade necessária nos resultados. A situação mais indicada para seu uso, como garantia de bom comportamento das fundações, é aquela que a adequação das premissas de projeto e procedimentos construtivos é testada antes do início da execução do estaqueamento (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Segundo NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações, a carga admissível de uma fundação por estacas deve ser comprovada pela realização de provas de carga (estática ou dinâmica) em 1% das estacas, quando a ocorre a execução de mais de 100 estacas na obra. No entanto, quando houver mais de 200 estacas na obra é obrigatória a realização de pelo menos uma prova de carga estática, além de outra prova de carga.

2.4.1 Prova de carga estática

Consiste em aplicação de cargas pré-estabelecidas no topo da estaca em incrementos sucessivos e iguais, chamados de estágios de carga, com a monitoração dos respectivos recalques da cabeça da estaca, até que seja atingida a ruptura ou a carga máxima programada (CINTRA et al., 2013).

Tendo, basicamente, dois objetivos: verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga e recalques); definir a carga de serviço em casos em que não se consegue fazer uma previsão de comportamento (VELLOSO; LOPES, 2002).

O carregamento é feito através de um macaco hidráulico reagindo contra um sistema reação que pode ser:

- Na cargueira, que se trata de um caixão preenchido com material de obra que constitui um peso morto. Trata-se do sistema de reação, hoje em desuso;
- Estacas de reação, normalmente verticais e integralmente armadas a tração, são instaladas ao redor da estaca de ensaio e fixadas através de uma viga metálica, formando, assim o sistema de reação. A NBR 12131/1991 – Estacas – Prova de Carga Estática exige uma distância mínima de três vezes o diâmetro da estaca de ensaio entre a estaca de ensaio e cada estaca de reação, isso porque a proximidade das estacas pode afetar o resultado da prova de carga;

- Vigas ancoradas, o sistema é semelhante ao anterior, com a substituição das estacas de reação por tirantes. Esse sistema possibilita ensaios com cargas mais elevadas.

Dados são colhidos através da célula de carga e resultado obtido é a curva “carga x recalque” que apresenta o deslocamento verificado para cada carregamento feito e a recuperação para cada etapa de descarregamento. A diferença de deslocamento inicial e final é o deslocamento residual. A mudança de estágio de cada carregamento é realizada através de uma rápida estabilização ao se aplicar cada carga.

Segundo Hachich (1998), a vantagem da prova de carga estática ou tradicional é que ela repercute o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, que é demasiadamente influenciado pela modificação provocada no solo pelas obras de infraestrutura e execução de fundações, bem como pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações.

2.4.2 Prova de carga dinâmica

O desenvolvimento do modelo numérico de Smith (1960) para a solução da equação da onda aplicada à cravação de estacas bem como o avanço da eletrônica, que viabilizou o registro de força e aceleração no topo das estacas durante o impacto de cravação, criou condições propícias para o surgimento dos ensaios de carga dinâmica (CINTRA et al., 2013).

De acordo com NBR 13208/1994 –Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico, para obtenção das respostas dinâmicas, podem ser utilizados transdutores ou dispositivos que forneçam valores de deformação, de aceleração ou de deslocamento, em função do tempo e numa seção transversal específica da estaca.

2.4.2.1 Teste de Análise da Cravação (PDA)

É considerado o sistema mais empregado no mundo para monitoramento de testes de carga dinâmica e cravação de estacas.

O sistema PDA (*Pile Driving Analyzer*) calcula os resultados de velocidade e força obtidos através dos sensores, acelerômetros e transdutores de tensão, anexados à estaca. Os sensores podem ter transmissão de dados sem fio ou via cabos. Esse sistema é capaz de

obter valores de resistência do solo e sua distribuição ao longo da fundação. Os resultados podem ser interpretados via dois métodos o CASE e o CAPWAP.

O CASE é um método simplificado que possibilita a estimativa imediata da resistência estática para uma estaca submetida ao impacto dinâmico, por meio de interpretação de medidas de força e velocidade (CINTRA et al., 2013).

Já o método CAPWAP é realizado após o ensaio de análise de cravação, utilizando-se as medidas registradas de força e velocidade na cabeça da estaca. Sendo assim, é realizada a modelagem do sistema estaca-solo. Essa modelagem é ajustada e processada por um computador utilizando o programa CAPWAP® (CINTRA et al., 2013).

Esse método é mais demorado uma vez que os dados necessitam ser processados, porém também é mais confiável.

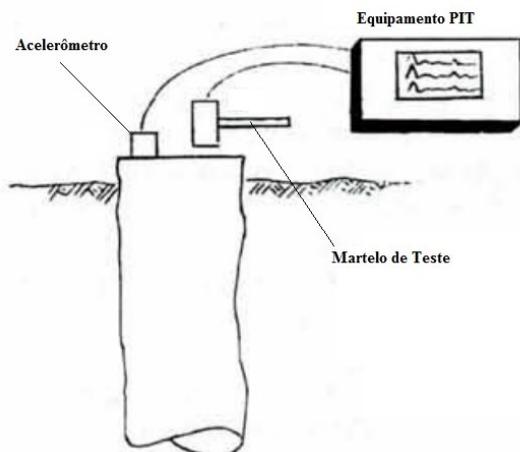
De acordo com a NBR 13208/1994 –Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico, os dados obtidos e processados pelo método simplificado do tipo CASE devem ser confirmados e calibrados por meio de análise numérica rigorosa, do tipo CAPWAP, e/ou por uma prova de carga estática.

2.4.2.2 Ensaio de Integridade de Estacas (PIT)

Diante da impossibilidade de se verificar a integridade de todas as estacas de uma obra com o uso do PDA, foi desenvolvido um ensaio não destrutivo exclusivo para esta finalidade, denominado PIT (*Pile integrity tester*), com base na interpretação da onda de tensão gerada por golpes na cabeça da estaca (CINTRA et al., 2013).

De acordo com Rausche, Likins e Ren-Kung (1992), na realização do ensaio deve ser eliminado o concreto da má qualidade que sobra na cabeça da estaca, após esta etapa instala-se um acelerômetro no topo da cabeça fixado por meio de uma cera especial, e em seguida são aplicados golpes com um martelo, de massa entre 0,5 kg e 5 kg, de acordo com o tamanho da estaca.

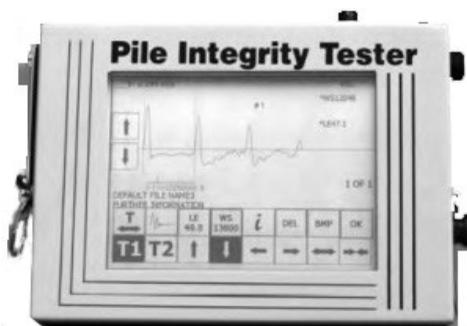
Figura 5 - Esquema ensaio PIT



Fonte: Rausche, Likins e Ren-Kung (1992)

O impacto do martelo gera uma onda que viaja ao longo do fuste da estaca e que é refletida em razão de mudanças nas condições do fuste, como variação da seção ou descontinuidades. Mudanças na seção da estaca, densidade e módulo de elasticidade afetam a impedância na direção em que a onda viaja e causam reflexões na onda de tensão que se propagam em direção ao topo da estaca. A integridade da estaca é analisada pela variação da impedância ao longo do fuste (CINTRA et al., 2013).

Figura 6 - Equipamento PIT



Fonte: Pile Dynamics, Inc (2014)

2.5 PATOLOGIA DAS FUNDAÇÕES

De acordo com Helene (2003), Patologia pode ser definida como uma parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismo, as causas e as origens dos defeitos das obras civis, ou seja, é um estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema. Comprometendo o desempenho do elemento de fundação.

Por desempenho entende-se o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção (SOUZA E RIPPER, 1998).

O mesmo comportamento pode ser afetado por inúmeros fatores, iniciando por aqueles decorrentes do projeto propriamente dito, que envolve o conhecimento do solo, passando pelos procedimentos construtivos e finalizando por efeitos de acontecimentos pós-implantação e incluindo sua possível degradação. Assim, por exemplo, o projetista das fundações muitas vezes não recebe informações precisas de eventos ou condições locais ou construtivas diferentes das estabelecidas como representativas do projeto.

Alterações das condições encontradas durante a execução não são necessariamente relatadas, pois os executantes podem não ter acesso ao detalhamento da investigação preliminar ou especificações executivas adequadas à execução da obra.

De acordo com Milititsky, Consoli e Schnaid (2008) existem situações nas quais os solos apresentam deformações ou variações volumétricas não provocadas pelo carregamento das fundações, podendo resultar em patologias. Os chamados solos problemáticos (expansivos, colapsíveis) são exemplos típicos desta ocorrência. Estas situações são especiais, quer pelo comportamento não usual do solo, quer por outros efeitos. As fundações quase sempre estão enterradas, longe do alcance da visão, o que torna a percepção e a detecção das falhas quase impossíveis sem o auxílio de técnicas mais avançadas.

Serão discorridas a seguir as principais características relacionadas à construções históricas em se tratando de patologia de fundações, são essas: recalques, carência de investigação geotécnicas e deterioração dos materiais.

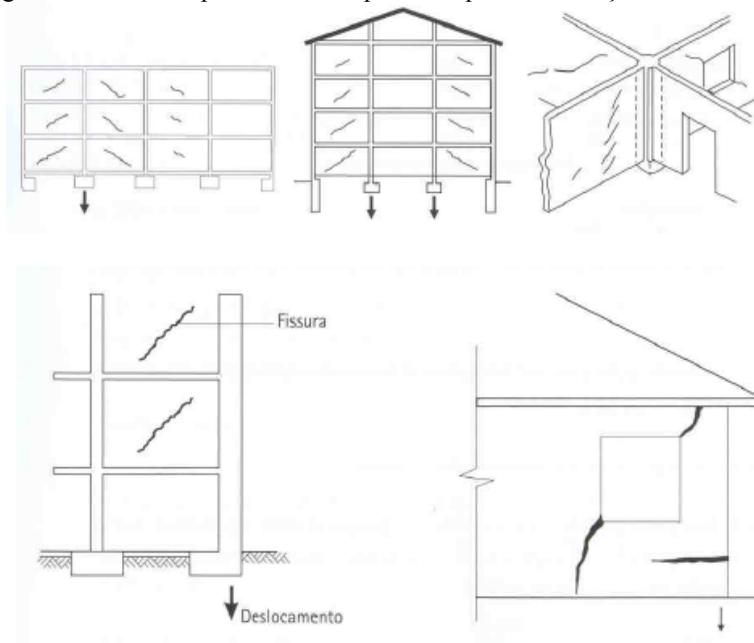
2.5.1 Recalques

O recalque é considerado uma patologia, portanto é muito importante sua verificação durante a fase de cálculo e projeto da fundação (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Podem se entender por recalque como o fenômeno de deslocamento vertical, sofrido pela base da fundação em relação à superfície ao ser submetida a uma carga. As deformações causam este efeito são: o encurtamento elástico do próprio material da fundação e a deformação vertical de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da fundação (CINTRA; AOKI, 2010).

O adensamento do solo sob a fundação causa variação de altura na base da estrutura. Caso o recalque ocorra com diferentes magnitudes em partes da construção, ocorrerá o recalque diferencial. Esse movimento pode acarretar no aparecimento de trincas e fissuras nos elementos estruturais (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Figura 7 - Fissuras típicas causadas por recalques de fundações



Fonte: Ortiz (1984)

2.5.1.1 Recalques admissíveis

O conhecimento de recalque admissível torna-se importante em duas situações: a primeira é durante a análise e projeto de fundações, quando se calcula e se estima o recalque das fundações e tem que se tomar a decisão relativa à adequação dos resultados obtidos com o comportamento desejado da estrutura; a segunda é quando é feito o controle de recalque durante uma construção e torna-se necessário saber um limite, a partir do qual, considera-se problemática a segurança e o desempenho da estrutura (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Nos casos mais complexos, torna-se necessário a utilização de análises sofisticadas, que permitam estabelecer relação entre solo e estrutura, ao invés de simplesmente calcularmos os recalques de forma isolada e compará-los com valores empíricos (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

2.5.2 Carência de investigações geotécnicas

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), a seguir são exemplificados alguns casos de problemas relacionados a investigações geotécnicas:

- Ausência de investigação do subsolo é uma das mais comuns das causas de problemas que comprometem as fundações, esta ausência esta ligada a falta de conhecimento da importância dessa investigação;
- Falha do Projetista ao analisar laudos de campo, falha em equipamentos de medição, fraudes em apresentação de resultados, adoção de procedimentos inadequados;
- Número insuficiente de numero de sondagens ou ensaios para áreas extensas ou de subsolo variado, eventualmente cobrindo diferentes unidades geotécnicas (causa comum de problemas em obras correntes, pela extrapolação indevida de informações);

- Profundidade de investigação insuficiente, não caracterizando camadas de comportamento distinto, em geral de pior desempenho, também solicitadas pelo carregamento;
- Propriedades de comportamento não determinadas por necessitar ensaios especiais (expansibilidade, colapsibilidade, etc).

2.5.3 Deteriorações dos materiais

Os projetos de engenharia com elementos enterrados ou em contato com o solo e a água devem considerar os aspectos de permanência e integridade em longo prazo. A ação dos elementos naturais sobre os materiais das fundações obriga a verificação da existência de materiais agressivos e seus possíveis efeitos, cuja avaliação deve ser prevista nas etapas de coleta de dados do solo (investigação), análise, projeto e execução (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

No caso de prédios históricos esse é o quesito patológico de maior ocorrência devido à defasagem de estudos e técnicas e também pela duração do tempo que as fundações são expostas a condições agressivas.

2.6 REFORÇO ESTRUTURAL EM FUNDAÇÕES

O serviço de reforço estrutural de fundação consiste numa intervenção no sistema solo-fundação-estrutura existente, objetivando modificar seu desempenho. Este tipo de intervenção se faz necessária quando as fundações existentes se mostram inadequadas para suportar as cargas atuantes ou em caso de incremento deste carregamento, que não puder ser absorvido sem riscos e reduções consideráveis nos coeficientes de segurança (GOTLIEB, 1998).

Há a necessidade de reforço de fundações se coloca essencialmente em três situações distintas: quando ocorre a alteração das condições do terreno de fundação (arrastamento de finos, rebaixamento do nível d'água, descompressão do solo), no caso de insuficiência de fundações ou como consequência de um aumento das cargas atuantes, ou ainda uma combinação destas condições.

Segundo Gotlieb (1998), os serviços de reforço de fundações podem ser classificados em: reforço permanente, reforço provisório, substituição de fundações e escoramentos auxiliares para execução de reforços.

- Reforço permanente: é aquele realizado de forma definitiva, em decorrência do mau desempenho da fundação original. É o caso também em ampliações ou modificações na edificação, que resultam em acréscimo no carregamento dirigido às fundações. O objetivo de sua implantação é complementar a capacidade de suporte das fundações existentes.
- Reforço provisório: é utilizado para permitir a realização de um reforço permanente ou em casos de sobrecargas eventuais da fundação para atendimento de condições especiais, sempre de curta duração.
- Substituição de fundações: decorre da necessidade de modificação da fundação. Não ocorre o reforço das peças pré-existentes, mas sim sua completa substituição por outras, sem obrigatoriedade de serem do mesmo tipo.
- Escoramentos auxiliares: são utilizados sempre que há a necessidade de redução ou retirada, em caráter provisório, do carregamento das fundações existentes, permitindo a realização dos serviços de reforço ou substituição dos elementos de fundação.

O reforço deve ocorrer nos níveis de super e infra-estrutura, podendo ser de três tipos:

- Reparo nos materiais, seja da fundação, seja do terreno;
- Enrijecimento de peças;
- Mudanças na estrutura.

2.6.1 Escolha do tipo de reforço

De acordo com Gotlieb (1998), escolha do tipo de reforço a ser adotado vem ficar em função do diagnóstico exibido pelas investigações do elemento de fundação e pela experiência e julgamento dos profissionais

envolvidos no problema. A definição do tipo a ser aplicado deve ficar sujeita a diversas condicionantes, como:

- Condicionantes Técnicas

É necessário que haja uma perfeita compatibilidade entre as condições do solo, da estrutura e do reforço. Sendo assim, o tempo para a execução dos reforços deve ser compatível à velocidade que a obra se desenvolve bem como ao seu grau de ganho de estabilidade.

- Condicionantes Econômicas

Tem se como uma das prioridades na escolha a adequação em relação ao custo/benefício do reforço. Deve-se verificar se os custos do reforço são compatíveis com o valor da construção no mercado. Porém, nos casos de monumentos históricos e de certos edifícios públicos, independentemente do seu custo, o reforço torna-se indispensável, diante do valor intrínseco da edificação.

- Espaço hábil e segurança

O acesso de pessoal e equipamentos é condição essencial para a realização dos trabalhos de reforços. De maneira geral, os espaços disponíveis onde os reforços devem ser executados devem possuir o espaço e segurança hábeis tanto para a instalação de máquinas como para a movimentação de pessoal.

De acordo com Gusmão Filho (2007), projeto de reforço segue, basicamente, as três etapas a seguir:

- Análise do estado atual do sistema solo-fundação-estrutura, visando o reforço das fundações;
- Levantamento dos processos geológicos e biológicos presentes no meio físico, que provocam ações mecânicas de força e deslocamento, mudando a funcionalidade e pondo em risco a segurança;
- Conhecimento dos problemas geotécnicos transmitidos em decorrência de atividades humanas, que alteram o equilíbrio do meio físico, repercutindo no desempenho da edificação.

Pode-se afirmar que esta temática se apresenta como multidisciplinar, exigindo não só sólidos conhecimentos acerca do funcionamento estrutural dos edifícios, bem como uma capacidade crítica de interpretação dos diversos dispositivos e parâmetros geotécnicos.

O reforço, para ter êxito, deve garantir a continuidade da ação estrutural e a transferência de carga entre os dois materiais em contato, ou entre a peça nova e a estrutura pré-existente.

2.6.2 Reparo ou reforço dos materiais

Trata-se de um problema tipicamente estrutural, não associado à transferência de carga para o solo. Estes seriam os casos de, por exemplo, agressão ao concreto e corrosão das armaduras quem compõem sapatas, estacas, tubulões e blocos de coroamento (GOTLIEB, 1998).

2.6.3 Enrijecimento da estrutura

Ocorre quando é necessária a diminuição dos recalques diferenciais, este enrijecimento poderia ser alcançado através de implantações de vigas de rigidez interligando as fundações ou a inclusão de peças estruturais capazes de gerar o travamento da estrutura (GOTLIEB, 1998).

2.6.4 Estacas Mega

Segundo Gotlieb (1998) esse método também é conhecido como “Estacas Prensadas”, constitui-se na colocação de pequenas estacas superpostas feitas de peças de concreto armado vazadas ou perfis metálicos. Essas estacas são colocadas com macaco hidráulico que reage contra uma cargueira. As dimensões da estaca dependem das condições locais, mas em geral são constituídas de segmentos de 0,5 a 1 metro.

De acordo com o Manual de Especificações da ABEF (2006), a primeira etapa é a escavação de uma vala com dimensões mínimas de 1,00m x 1,50m e profundidade que possibilite a livre movimentação da equipe e equipamentos, após a escavação deve-se providenciar o esgotamento da água caso seja necessário. Em alguns casos pode ser necessário o escoramento das paredes do buraco para que não haja risco de desmoronamento.

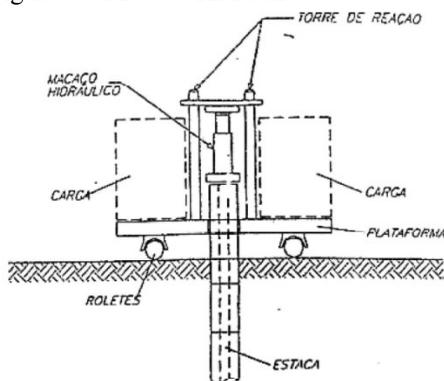
Com a escavação concluída segue-se a etapa de transporte de componentes e materiais que deve seguir um plano de trabalho para permitir o acesso seguro dos materiais e equipamentos.

Começa, assim, a etapa de cravação. Por ser introduzido no terreno por meio de macacos hidráulicos em pequenas peças, esse reforço se mostra bastante eficiente, pois pode ser feito em locais pequenos e de difícil acesso ao pessoal e ao equipamento. Além disso, o risco de instabilidade é reduzido, pelo fato de essa técnica de reforço não induzir vibrações, é importante lembrar que esse risco é muito relevante por se tratar de uma fundação precária ou defeituosa.

Após cada estaca ser colocada a segurança da obra é aumentada instantaneamente. As estacas de concreto são vazadas, por isso muitas vezes são chamadas de tubo. Normalmente ao se terminar a colocação de todos os tubos, inserir barras de aço no interior desses espaços vazios e preencher com concreto, visando uma maior continuidade entre os diversos segmentos.

Para a colocação desse tipo de estaca pode haver a necessidade de colocar vigas de concreto armado embutidas na parede ou sob ela, pois as alvenarias não seriam capazes de suportar os esforços aplicados pelo macaco hidráulico. É importante verificar se há disponibilidade de reação, tanto nas próprias fundações como nos blocos de capeamento, vigas baldrame, de equilíbrio, vigas da superestrutura, etc. A figura a seguir mostra as peças que constituem um macaco hidráulico.

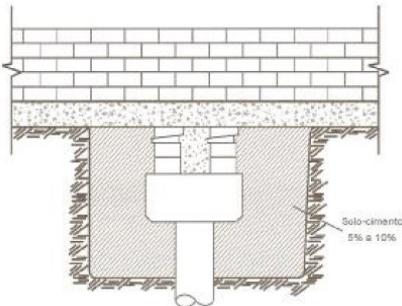
Figura 8 – Macaco Hidráulico



Fonte: Gotlieb (1998)

Pela ABEF (2006), no final do processo deve ocorrer o reaterro que deve ser feito com mistura de solo-cimento de 5% a 10%.

Figura 9 – Reaterro estaca mega



Fonte: Manual de especificações da ABEF (2006)

2.6.5 Microestacas

Foram concebidas como uma solução inovadora para auxiliar os esforços da reconstrução após a segunda guerra mundial. No entanto, nas últimas décadas, esta tecnologia desenvolveu-se significativamente, evoluindo de um conceito de uma rede de microestacas com pequena capacidade de carga, com função de tratamento de solos, para o uso de elementos singulares com alta capacidade de carga.

De acordo com Martins e Miranda (2006), estes elementos podem ser executados em qualquer tipo de terreno e com capacidades de carga variáveis, regra geral entre os 150 KN e os 2000 KN, em função do seu diâmetro, das armaduras utilizadas, da técnica de execução e, acima de tudo, do solo que irá acomodar as cargas. São elementos que trabalham tanto à compressão, como à tração e transmitem as suas forças ao terreno essencialmente por atrito lateral.

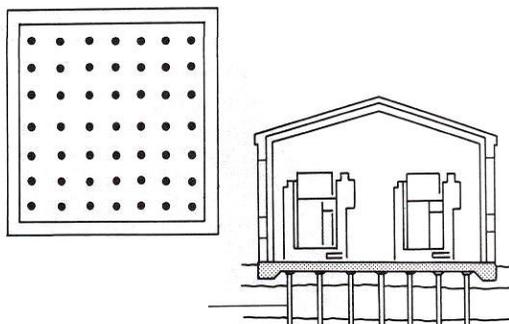
A aplicação de microestacas é muito generalizada nas soluções de reforço de fundações, uma vez que além da possibilidade de execução em espaços limitados, possuem um diâmetro reduzido, permitem a execução de furos inclinados e dispensam a execução de câmaras de trabalho sob as fundações. É ainda possível executar estes elementos de maneira a intersectar as fundações existentes, situação usual em elementos de fundação superficial, como sapatas. As

microestacas são executadas o mais próximas possível da fundação existente e ligadas vigas de recalçamento (SHONG; CHUNG, 2003).

Podem ser executadas de variadas formas. Quando é necessário reforçar as fundações de edifícios domésticos ou industriais de pequeno porte, uma solução possível passa pela execução de uma grelha de microestacas que permita a transmissão das cargas diretamente para um estrato de terreno. Naturalmente que a distância entre microestacas e a sua área de influência têm de ser determinadas em função não só das cargas como também da própria espessura e resistência da laje, sendo usual adoptar um afastamento de cerca de um metro (CROCE, 1985).

Este sistema requer que sejam executados furos na laje de concreto armado, onde posteriormente são executadas as microestacas, que serão depois selados, criando uma ligação monolítica rígida entre os elementos (BULLIVANT; R. BRADBURY, 1996).

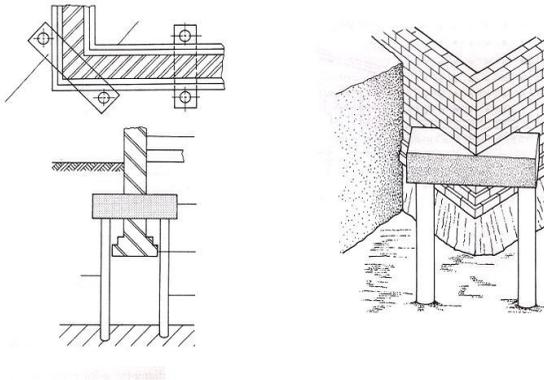
Figura 10 – Grelha de microestacas



Fonte: Bullivant, R., Bradbury (1996)

No caso de fundações de edifícios antigos, e à semelhança das técnicas mencionadas para as estacas, as cargas podem ser encaminhadas por microestacas que se situam ou em faces opostas da parede ou, em zonas de canto, exteriormente ao edifício, conforme exemplificado na Figura 11 (BULLIVANT, R. BRADBURY, 1996).

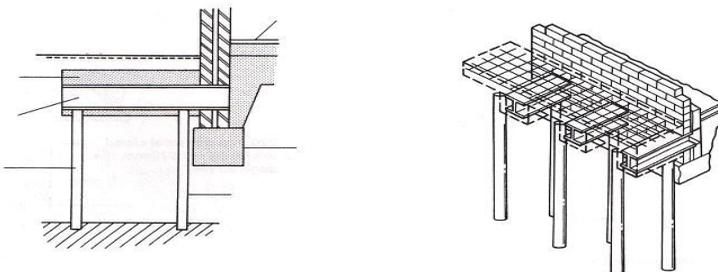
Figura 11 - Exemplos de soluções de reforço de paredes em alvenaria



Fonte: Bullivant, R., Bradbury (1996)

Em fundações acessíveis somente de um dos lados, além da utilização de microestacas ligadas à estrutura existente por intermédio de ferrolhos embutidos nas vigas de reforço, é ainda possível executar o reforço com recurso de microestacas (Figura 12). Com esta disposição, um dos elementos funciona à tração e o outro à compressão, estando ligados por meio de uma viga rígida de concreto que pode ter um perfil metálico no seu interior (BULLIVANT,R., BRADBURY, 1996).

Figura 12 - Solução de reforço recorrendo a pares de microestacas



Fonte: Bullivant, R., Bradbury (1996)

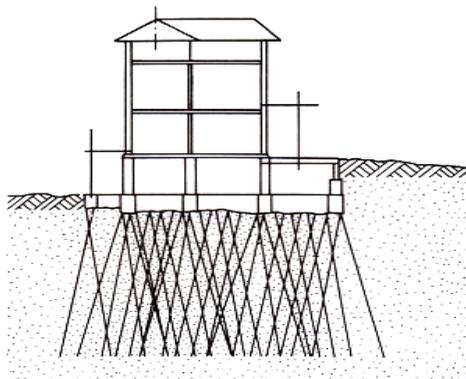
Tem-se metodologia denominada por *Pali Radice*. Esta técnica, desenvolvida na década de 1950 por uma firma italiana, *Fondile* de Nápoles, consiste na execução de pares de estacas de pequeno diâmetro, que atravessem as fundações existentes. Estas microestacas incorporam barras de aço no seu interior (BULLIVANT, R.;BRADBURY, 1996)..

Uma variante desta técnica, denominada por *Pali Radice* reticulada (Figura 13), passa pela criação de uma rede tridimensional de microestacas que resulta numa homogeneização do solo. Útil em situações de recalques diferenciais (BULLIVANT, R.;BRADBURY, 1996).

A grande vantagem desta técnica é a sua quase imediata resposta a qualquer movimento da estrutura, que faz com que as microestacas consigão atingir a carga necessária e reduzam significativamente qualquer recalque. Por outro lado, a aplicação desta técnica é algo limitada, dado o seu elevado custo.

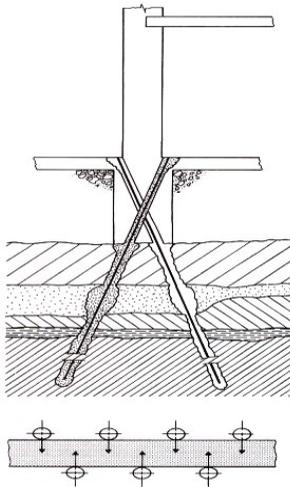
A solução *Pali Radice* pode então ser entendida como uma solução mista, pois por um lado estas microestacas atuam como elemento de fundação das estruturas, mas funciona também como uma espécie de tratamento do solo.

Figura 13 – Microestaca Pali Radice Reticulada



Fonte: Bullivant, R., Bradbury (1996)

Figura 14 – Detalhe Microestaca Pali Radice



Fonte: Bullivant, R., Bradbury (1996)

2.6.6 Jet grouting

É uma solução de melhoria das características do solo de fundação. Esta técnica de melhoria de solos consiste, genericamente, na injeção sob pressão (entre 30 a 50 MPa) de calda de cimento no solo capaz de melhorar as propriedades mecânicas e reduzir a permeabilidade do solo (RODRIGUES, 2009).

A perfuração do solo é feita por destruição do núcleo até a profundidade de projeto, executada pela ação da pressão de bombas no sistema do equipamento, há a monitoração da perfuração por sensores na haste e no bico injetor que manda em tempo real informações para um computador de bordo situado na cabine do equipamento.

A sua origem e desenvolvimento, a partir de 1970, ocorreu à necessidade de preencher a lacuna deixada pelas técnicas de injeção de terrenos no que se refere ao tratamento de solos de reduzidas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou de solos heterogêneos em determinadas condições, como por exemplo, as quais havia a limitação das perturbações causadas.

A energia cinética resultante da injeção da calda provoca a desagregação da estrutura do terreno natural e, conseqüentemente, a mistura do mesmo com a calda de cimento, originando um material com melhores características geomecânicas e de menor permeabilidade.

Podemos então afirmar-se, resumidamente, que a técnica de *jet grouting* envolve a rotura localizada e mistura simultânea, *in situ*, do solo com calda de cimento. É cada vez mais utilizada ao longo das últimas décadas, uma vez que se trata de uma solução muito versátil e aplicável a praticamente todo o tipo de solos. Além disso, a técnica contribui ainda na dispensa de trabalhos de escavação, o que evita a descompressão do solo, a possibilidade de execução em áreas confinadas e a produção de poucas vibrações. Ainda a possibilidade de seleção dos níveis de terreno a se tratar, a capacidade de formar colunas com a inclinação variada, de acordo com o projeto, e a possibilidade de inserção, no seu interior, de elementos metálicos (RODRIGUES, 2009).

Entretanto, a execução de *jet grouting* apresenta algumas desvantagens. Em primeiro lugar, e em especial em colunas muito compridas, é difícil garantir a sua verticalidade. Por outro lado, é necessária a realização de ensaios prévios e de um eficaz controle de execução, podendo os elementos executados não vir a respeitar os critérios de projeto. No entanto, a sua principal limitação está relacionada à sua não aplicabilidade a solos com ausência de finos e sujeitos a regimes de percolação que promovam a lavagem do cimento (CARRETO, 2000).

Figura 15 – Equipamento de Jet Grouting

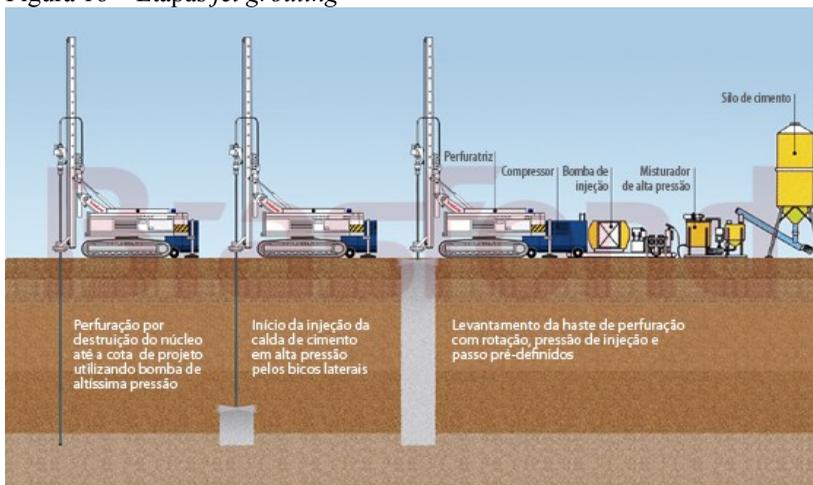


Fonte: Souza (2011)

O processo físico da técnica de *jet grouting* pode resumir-se às seguintes etapas:

- Desagregação: a estrutura inicial do solo é desfeita e as partículas ou fragmentos de solo são dispersos pela ação de um ou mais jatos horizontais
- Mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos de solo é substituída e a outra parte é englobada com a calda de cimento injetada;
- Cimentação: os fragmentos de solo são aglutinados entre si pela ação endurecedora da calda, formando um corpo único.

Figura 16 – Etapas *jet grouting*



Fonte: Brasfond (2014)

O reforço de fundações onde se utiliza *jet grouting* é geralmente conseguido pela execução de corpos de cimento (colunas ou painéis) sob a fundação da estrutura, de modo a que as cargas sejam transmitidas em profundidade. Todavia, deve ter-se em conta que as estruturas sujeitas a este tratamento podem sofrer certo recalque, uma vez que a resistência destes corpos só é atingida, na totalidade, após alguns dias de cura (RODRIGUES, 2009).

2.6.7 Alargamento da base de fundação

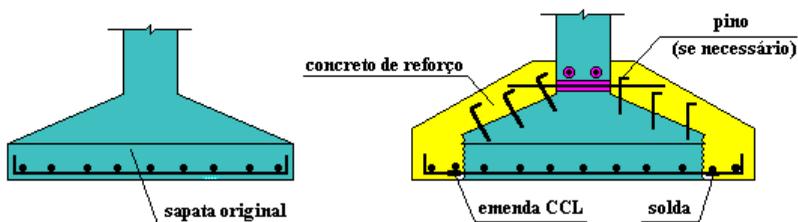
Quando o terreno de apoio da fundação não dispõe de resistência suficiente para suportar as solicitações que são impostas pode optar-se não pelo melhoramento do terreno, mas sim pelo alargamento da área de contato fundação-terreno. A segunda técnica é, normalmente, escolhida em detrimento da primeira devido ao seu custo menos elevado.

Esta metodologia, em geral, aplicável a fundações diretas, é distinta caso se trate de uma fundação contínua ou de sapatas isoladas. Também pode ser executada em tubulões.

Constitui-se na ampliação da seção em planta da sapata ou da base do tubulão, efetuada por meio de um “enxerto”. Este, em geral, é caracterizado pelo chumbamento de ferragens na peça existente, apicoamento de suas superfícies e o uso de resinas colantes, bem como traços especiais do novo concreto a ser aplicado que, por exemplo, garanta uma forte retração para a melhor ligação entre o concreto antigo e o novo (GOTLIEB, 1998).

O prolongamento das barras pode ser feito quebrando-se as bordas da sapata, até que fique exposto um trecho reto de ferragem para soldagem ou instalação de luvas (tipo CCL) (PIANCASTELLI, 1997).

Figura 17 - Alargamento da base de uma sapata



Fonte: Piancastelli (1997)

3 MÉTODO

Serão expostos de estudos de caso que mostram o papel fundamental do reforço estrutural de fundação para a conservação dos patrimônios históricos.

Os dados dos seguintes estudos foram coletados de variadas obras bibliográficas, artigos científicos e seminários em relação a reforço estrutural.

Em cada caso é descrito geotecnicaamente o local onde o sítio histórico se situa, bem como a sua importância histórica. Também serão descritas as patologias que acometem a estrutura dos patrimônios, bem como a solução de engenharia que foi adequada a cada caso especificamente. Cada solução terá um parecer, dizendo se ela foi ou não adequada corretamente à situação.

Separou-se cada estudo de caso em função da solução de reforço tomada, na solução por meio de microestaca foram descritos duas obras, pois a solução atua diferentemente em cada caso no local com características geotécnicas semelhantes e foi achado importante destacar a polivalência da solução. Totalizando, assim, quatro estudos de caso para três soluções tomadas.

4 ESTUDOS DE CASO

4.1 HISTÓRICO E MOTIVAÇÃO

A cada dia mais em voga, a restauração e reutilização de espaços de valor histórico contribuem no aumento da demanda em relação ao reforço da estrutura total, bem como da fundação.

A conservação do patrimônio histórico implica medidas de prevenção, com o objetivo de garantir a estabilidade e funcionalidade dos monumentos, sendo o reforço de fundações apenas um dos itens prováveis destas intervenções, que se torna imprescindível nos casos em que as fundações existentes se mostrem inadequadas para o suporte das cargas atuantes ou, ainda, quando ocorre um aumento do carregamento ou uma mudança arquitetônica-estrutural.

Estas intervenções nas fundações, como nas superestruturas, são executadas com tecnologias modernas e usando materiais de comportamento mecânico diferente dos materiais originais. Sendo assim cada caso sempre necessitará de estudo minucioso, visto que cada obra

possuirá um leque de características a serem investigadas e obter, assim, o diagnóstico para o reforço da obra específica.

Grande parte monumentos históricos foram concebidos em um passado considerado remoto em termos históricos, porém muito defasado em termos de técnicas construtivas e controle de materiais usados.

De acordo com Gusmão Filho (1998), 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 ousos de pedra granítica, própria da geologia local.

Características como a mudança da usualidade do edifício, com alteração do plano de cargas e o tempo resultam na deterioração dos materiais são importantes variáveis que alteram o comportamento do sistema solo-fundação-estrutura, este possuindo características que não são totalmente conhecidas e não podem ser completamente controladas, como no caso de uma nova construção.

Devido à imensa possibilidade e variabilidade de soluções para cada caso, serão exemplificados a seguir estudos de caso de reforço da fundação de edifícios históricos, bem como descrito o processo de investigação e escolha de solução de reforço.

4.2 SOLUÇÃO DE REFORÇO POR MEIO DE MICROESTACAS

4.2.1 Caracterização do local do estudo

Os dois monumentos históricos abordados a seguir situam-se em Olinda. A cidade está localizada em frente ao Oceano Atlântico, no nordeste do Brasil, no estado de Pernambuco. Foi fundada pelos portugueses em 1535, sendo um marco no período colonial.

Sendo assim possui um valor histórico imensurável visto que foi uma das primeiras instalações urbanas após o início da colonização, porém a integridade dos monumentos e relíquias históricas acha-se ameaçada por movimentos lentos que afetam as edificações provocando trincas e desmoronamentos.

Movimentos esses ocorridos devido ao fato da geologia do local ser formada por solos sedimentares de alta porosidade que combinados com incidência de picos extremos no ciclo pluviométrico resultam em um aumento significativo da poro pressão, repercutindo negativamente nas pressões efetivas e na resistência do solo.

4.2.1.1 A Igreja do Carmo

4.2.1.1.1 Histórico

Construída em 1580 como Capela de Santo Antônio e São Gonçalo, o prédio passou, em 1581, a ser o Convento do Carmo, tornando-se o mais antigo templo da Ordem dos Carmelitas no Brasil.

Em 1630, houve a invasão da área tropas holandesas, que obrigaram os frades a abandonarem a igreja e o convento e por seguinte incendiaram as edificações.

No ano de 1720, graças aos esforços dos portugueses, o prédio, danificado pela ação dos holandeses, foi reconstruído. Sua modulação obedeceu ao estilo barroco da época.

Além da bela decoração de interior, existem vários quadros a óleo sobre madeira, pintados pelos frades, que representam uma boa mostra dos trabalhos feitos pelos religiosos da época.

Figura 18 – Igreja do Carmo



Fonte: Prefeitura de Olinda (2014)

4.2.1.1.2 Descrição da solução tomada

A Igreja do Carmo está localizada no topo de um monte em forma de círculo, com 15 m de altura. Os taludes de corte variam de 12° a 45°, e o isolam na paisagem. O subsolo consiste inicialmente de uma areia argilosa, seguida por uma argila siltosa média e pré-adensada e depois pela rocha calcária. A fundação tem 1 m de largura e está assente à profundidade de 4,60 m na camada de argila.

Os danos na Igreja do Carmo estão concentrados em torno da torre esquerda, que se inclinou na direção diagonal e puxou as paredes da galeria lateral e da fachada, com grandes rachaduras. A inclinação da torre é 1:80 e o recalque no seu canto externo 60 mm. Foi escolhida uma superfície de deslizamento não circular cuja posição foi definida em função de observações locais com leituras dos inclinômetros instalados.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, utilizados na análise, foram valores entre a máxima resistência de pico e a menor resistência próxima da resistência residual, obtida de ensaios de cisalhamento direto com múltipla reversão. O fator de segurança resultante é baixo e varia entre 1,4 e 1,1.

Na Igreja do Carmo, o mecanismo está associado aos sucessivos cortes nas encostas em torno do morro, especialmente o talude junto à torre esquerda. A sua condição de estabilidade é crítica quando há elevação do nível piezométrico causado por chuvas intensas. Os movimentos que resultam deste processo são lentos, influenciados pelo ciclo hidrológico.

A solução consistiu em recompor os taludes em volta do monumento, especialmente na área perto da torre esquerda, e de tal modo a fazê-los o mais suave possível, e compatibilizado com a urbanização local.

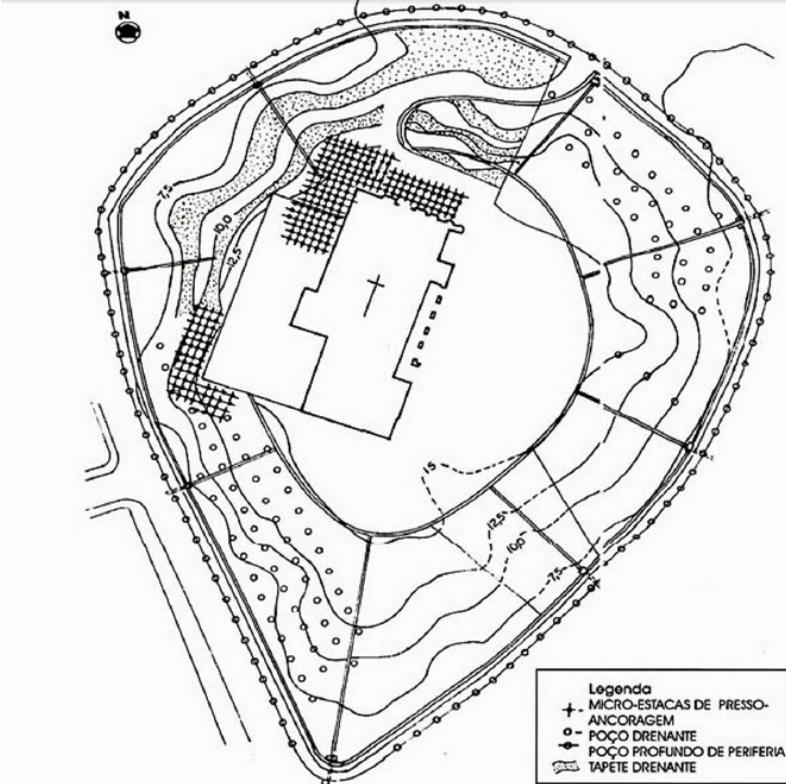
Microestacas foram executadas para armar o terreno e confinar lateralmente as fundações das fachadas, em torno da torre esquerda e da parte posterior da igreja.

A drenagem subterrânea teve cuidadosa atenção, estendendo-se aos taludes em volta do monumento. Fez-se uso de tapete drenante no contato com o novo aterro, poços drenantes para reduzir o nível piezométrico e dreno horizontal periférico para retirar a água coletada. Para rebaixar o eventual nível piezométrico no fissuramento do calcário, foram executados também poços drenantes indo até a rocha, em toda a periferia do morro. Outras providências incluem canaletas para a

drenagem superficial, descidas d'água, poços de visita e plantação de grama em placas nos taludes recompostos.

A obra de reforço foi concluída no final de 1995 e até os dias de hoje passa por aferições de controle de deslocamento.

Figura 19 – Vista Superior das obras de reforço da Igreja do Carmo



Fonte: Gusmão Filho et. Al (1988)

O sistema adotado para o reforço de fundações por meio da escolha de microestacas serviu como um agente que restringe o movimento excessivo do solo armando o mesmo conferindo, assim, aumento da resistência do sistema solo-fundação-estrutura, reduzindo os deslocamentos. O tapete drenante também possui papel fundamental na solução escolhida, pois são os ciclos de saturação do solo que lavam e fazem com que o substrato tenha diminuição de sua resistência

mecânica, além de funcionar como regulador piezométrico o tapete também tem função confianante.

Figura 20 – Corte das obras de reforço da Igreja do Carmo



Fonte: Gusmão Filho et. Al (1988)

4.2.1.2 Convento de São Francisco

4.2.1.2.1 Histórico

É convento franciscano mais antigo do Brasil. Sua construção foi iniciada em 1585, com projeto do frei Francisco dos Santos, mas foi parcialmente destruído pelos holandeses no ano de 1631 e reconstruído ainda no século XVII.

O claustro e a sacristia são famosos pela série de painéis de azulejos portugueses, com cenas diversas. Na igreja, na sacristia e na capela chama a atenção o rico trabalho de talha em madeira do teto, com caixotões contendo pinturas do século XVIII. O mosteiro tem ainda uma biblioteca com um precioso acervo de obras raras, e nele foi instalada a primeira biblioteca pública de Pernambuco.

Figura 21 – Convento de São Francisco



Fonte: Prefeitura de Olinda (2014)

4.2.1.2.2 Descrição da solução tomada

O convento está localizado a meia encosta, com a parte de trás dando para o talude. Foi feito um aterro de 3 m de altura nesta encosta voltada para o mar, no qual foi construída a sacristia.

A encosta tem cerca de 30 m de altura com uma declividade variando de 5" a 25°. A fundação tem 1 m de largura com 6 m de profundidade (Gusmão Filho *et al.*, 1988).

Os danos que apareceram incluem um recalque de 260 mm na parede de trás, a inclinação da mesma parede causada pelo movimento de encosta na direção do mar, recalque desigual do piso da sacristia na direção da parede de trás, trincas nas paredes laterais devido a distorção por cisalhamento e fenda no terreno externo. As paredes mais severamente atingidas tinham rachaduras de 30 a 60 mm de abertura.

A análise mostrou que uma subida de 2 m no nível piezométrico corresponde a uma redução de 20 % no fator de segurança do talude. Havendo outro levantamento de 1 m há uma redução de 30 %. A estabilidade do talude é muito influenciada pela variação do lençol freático, e, portanto da estação de chuvas.

Por outro lado, com os baixos fatores de segurança obtidos na análise é provável que ocorra movimentos de encostas. No Convento de

São Francisco, o movimento foi uma translação que puxou a fundação da parede posterior, tanto para fora horizontalmente, como para baixo verticalmente. A parede foi sustentada pelas vigas de madeira tanto no primeiro piso como na cobertura. Os pesados contrafortes não ajudaram a deter o movimento. A distorção resultante cisalhou intensamente as paredes laterais e provocou o desnivelamento do piso.

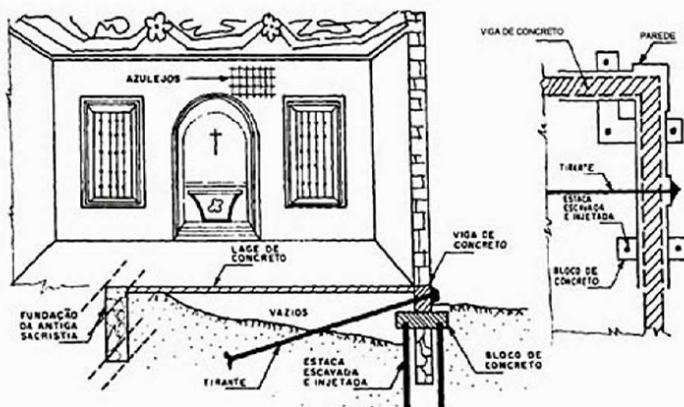
A restauração a começou removendo-se os três contrafortes. Também o piso e o aterro foram removidos para aliviar a carga no talude. Abaixo da fundação já existente foram executadas microestacas, de 100 mm de diâmetro, ao longo de ambos os lados das paredes, conforme mostra a Figura 22. As estacas contíguas ligavam-se entre si por blocos de concreto armado através de aberturas feitas nas paredes.

Depois foi executada, por trechos, uma viga longitudinal, que suporta a parede, e recebe os tirantes dirigidos para dentro. O novo piso é uma laje de concreto apoiada na viga de fundação. As paredes foram mantidas na posição encontrada, as rachaduras seladas, e os antigos azulejos vindos de Portugal recolocados, mantendo as características históricas do convento.

Após mais de 20 anos de conclusão do reforço, a obra apresenta bom nível de desempenho, com a estabilização do monumento.

A solução empregada com a utilização conjunta de microestacas e tirantes foi de escolha certa, pois as primeiras ajudam a cessar os movimentos verticais (recalques) e os tirantes restringem os movimentos horizontais de deslizamento das massas de solo.

Figura 22 – Detalhe de reforço do Convento de São Francisco



Fonte: Gusmão Filho et. Al (1988)

4.3 SOLUÇÃO DE REFORÇO POR MEIO DE *JET GROUTING*

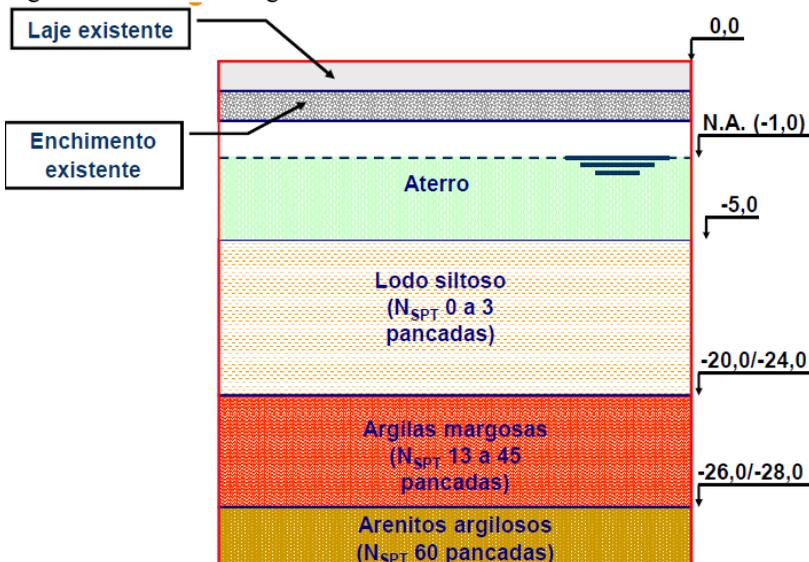
4.3.1 Caracterização do local do estudo

O seguinte monumento histórico abordado situa-se em Aveiro, Portugal.

Serão descritos os principais critérios de concepção e de execução que orientaram as soluções geotécnicas adotadas para a recuperação, remodelação e ampliação do edifício, localizados na zona central da cidade de Aveiro.

O edifício localiza-se junto ao canal central da cidade de Aveiro, sendo as condições geológicas e geotécnicas caracterizadas pela ocorrência do nível freático próximo da superfície, em formações lodosas e arenosas com cerca de 25 m de profundidade, possuindo ,após, solo argiloso.

Figura 23 – Perfil Geológico



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

4.3.2 Edifício da antiga Capitania do Porto de Aveiro

4.3.2.1 Histórico

Edifício da antiga Capitania do Porto de Aveiro constitui um exemplo emblemático da Arte Nova da cidade de Aveiro, pela sua localização privilegiada e pela sua qualidade arquitetónica.

O edifício foi construído em 1913, sobre as arcadas de um moinho de marés, a partir de um projeto da autoria do arquiteto Silva Rocha, a sua história encontra-se associada ao desenvolvimento da cidade nas vertentes de: indústria, navegação, comércio e agricultura.

Em 1995, tendo por base relatos que descreviam várias patologias persistentes por problemas de fundações, decidiu-se viabilizar obras de reforço das mesmas.

Figura 24 – Capitania do Porto de Aveiro



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

4.3.2.2 Descrição da solução tomada

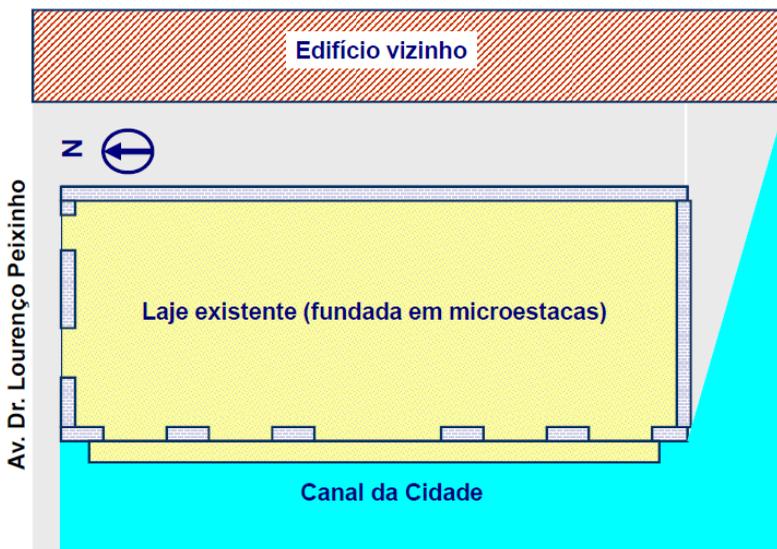
O edifício original dispõe de estrutura em alvenaria de pedra, com uma área retangular em planta de cerca de 450 m² e dois pisos.

A função do prédio que antes era de moradia e escritório do capitão do Porto de Aveiro agora passava a ser de Assembleia Municipal e museu da história marítima de Aveiro, sendo assim a usualidade do prédio foi modificada bem como o plano de cargas que atuariam na estrutura, fortalecendo a já necessária intervenção para reforço estrutural das fundações.

Tendo por base os principais condicionamentos existentes, associados à intensidade e ao tipo de cargas a transmitir ao terreno, a solução adoptada para o tratamento e para as fundações da nova estrutura consistiu na execução de colunas de jet grouting de jato simples, com diâmetro de 1m.

Houve aproveitando uma laje de fundação em concreto armado, fundada em microestacas, onde apoiavam as estrutura existente.

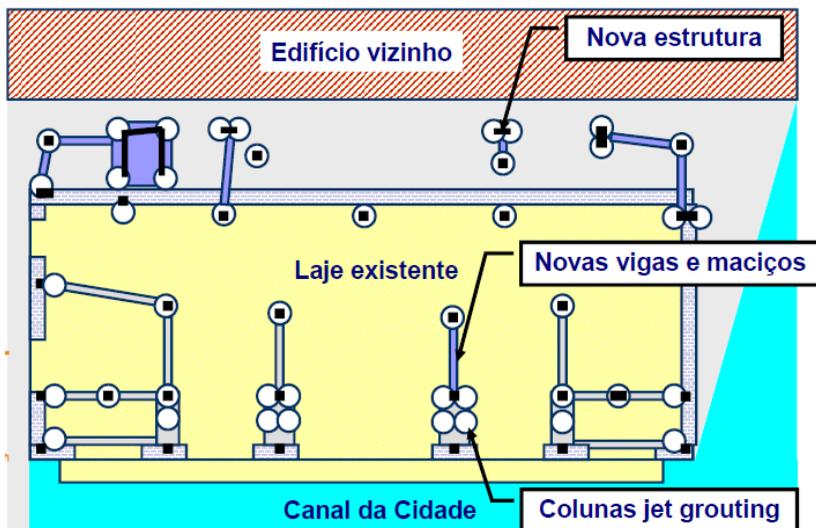
Figura 25 – Planta laje existente Capitania do Porto de Aveiro



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

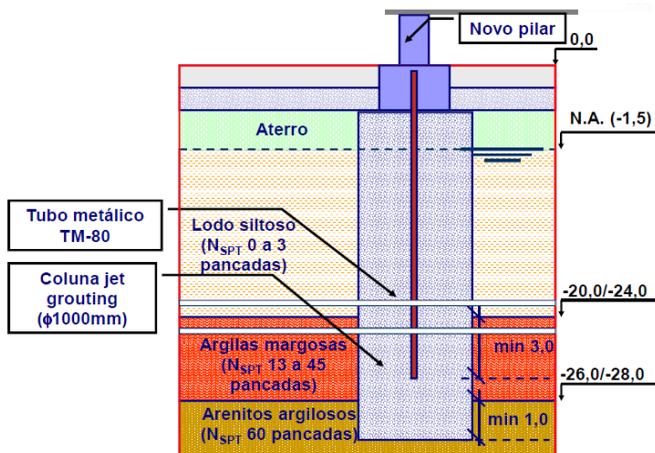
Assim, as novas colunas de jet grouting foram compatibilizadas com a posição das microestacas já existentes (Figura 26).

Figura 26 – Planta laje compatibilização colunas de jet grouting



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

Figura 27 – Detalhe de coluna jet grouting



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

As novas colunas de jet grouting seriam feitas através da laje por meios de cortes feitos na mesma, como exemplifica a figura a seguir.

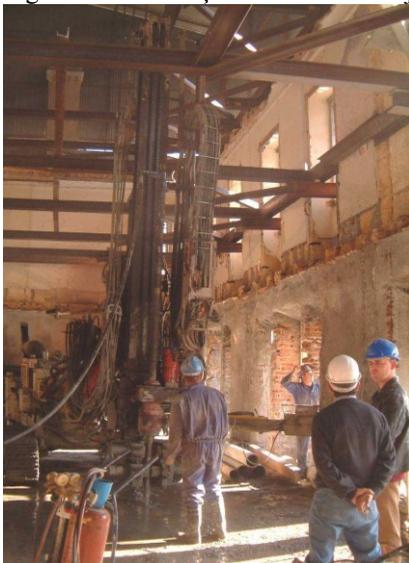
Figura 28 – Furação de laje



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

A execução das colunas se deu por meio do equipamento de perfuratriz, tanto no interior da edificação (Figura 29), como no seu exterior (Figura 30).

Figura 29 – Execução das colunas de jet grouting



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

Figura 30 – Execução das colunas de jet grouting



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

As exigências arquitetônicas, a constituição e a idade das respectivas estruturas, obrigavam que os reforços de fundação fossem executados o mínimo de impacto visando não prejudicar a estabilidade do próprio edifício intervenionado, assim como das infraestruturas e estruturas vizinhas.

Também deveria levar-se em conta o espaço hábil que era oferecido pela estrutura para o trabalho satisfatório de máquinas e operários.

Assim, optou-se pelo jet grouting por ser uma solução construtiva que tem a viabilidade relacionada ao espaço e vibração pois seus equipamentos são de possível ajuste para empreitadas que necessitam de cuidados especiais, como esta.

Durante toda a extensão de execução de projeto bem como na fase posterior ao mesmo foram usados instrumentos de controle topográfico, como estação total, para garantir o controle de qualidade da execução e monitorar os recalques da estrutura.

Figura 31 – Controle de recalque



Fonte: Seminário Tecnasol (2011)

4.4 SOLUÇÃO DE REFORÇO POR MEIO DE ESTACAS MEGA

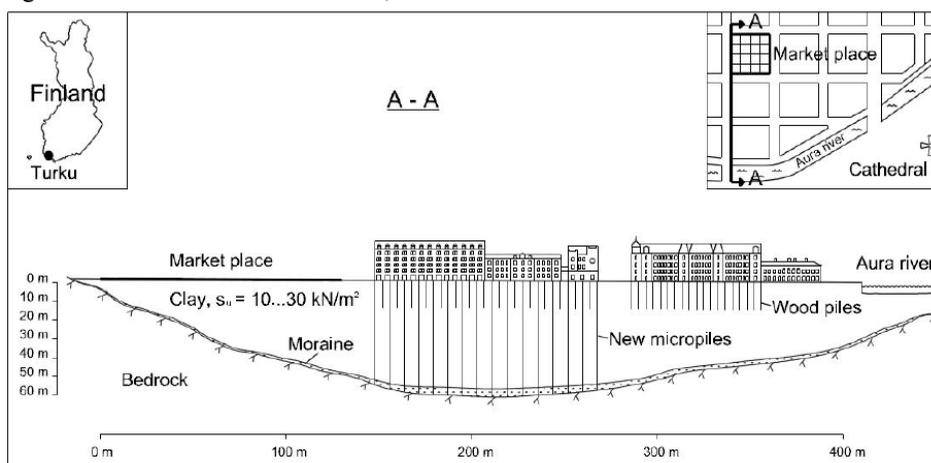
4.4.1 Caracterização do local do estudo

O seguinte estudo é relacionado a uma catedral localizada em Turku, na Finlândia. Cidade esta que possui um perfil variável de profundidade de solo argiloso, retratado na figura a seguir.

Segundo Korkeakoski et al. (2000), a prática de reforço estrutural de fundações de Turku é comum, cerca de mais de 100 projetos desta natureza já foram realizados na cidade.

Em Turku, a espessura da camada de argila mole (Figura 32) varia de alguns metros até 60 m de profundidade (Korkeakoski et al., 2000).

Figura 32 – Perfil do solo em Turku, Finlândia



Fonte: Korkeakoski et al. (2000)

4.4.2 Catedral de Turku

4.4.2.1 Histórico

A catedral foi construída originalmente de madeira no final do século XIII. Sofreu ampliação, bem como o uso de pedras como material de construção entre os séculos XIV e XV.

Em 1827 sofreu um grande incêndio sendo quase que totalmente reconstruída até o final da década de 1830.

Considerado o edifício religioso mais importante na Finlândia, a catedral foi testemunha de muitos eventos importantes na história do país e se tornou um dos símbolos mais conhecidos da cidade.

Seu último e definitivo projeto foi feito pelo conceituado arquiteto alemão Carl Ludvig Engel. As paredes e o teto da capela estão decorados com afrescos de Robert Wilhelm Ekman. Possuindo, assim, um valor histórico-cultural imensurável.

Figura 33 – Catedral Turku



Fonte: Turku and Kaarina Parish Union (2014)

4.4.2.2 Descrição da solução tomada

A catedral apresentava, em 1976, recalque diferencial entre os lados sul e norte, devido, principalmente à deterioração das estacas de madeira, visto que o nível d'água interceptava parte das estacas da fachada norte e não afetava as do lado sul da catedral (Hartikainen, 2000).

O reforço estrutural das fundações se mostrava inevitável, a opção tomada como solução foi o uso de estacas mega, foram escavadas valas ao redor dos pontos críticos, situados principalmente na fachada

norte, tendo o carregamento da estrutura sido sustentada pelos macacos hidráulicos instalados.

A cravação de estaca foi feita tendo como anteparo de reação vigas de concreto confeccionadas nas valas de escavação especialmente para essa função. As estacas variando de entre 30 cm e 60 cm de diâmetro e eram de metal com interior vazado, logo após a cravação cada estaca era cheia de concreto, bem como parte da vala de escavação.

A medida tomada evitou o avanço dos valores de recalque diferencial e as patologias referentes a ele foram tratados, por exemplo, rachaduras e desaprumos.

A solução escolhida para este determinado caso foi a melhor opção a ser tomada, uma vez que não poderiam ser feitas alterações no piso da catedral bem como as vibrações deveriam ser controladas, uma vez que grande parte da super-estrutura do monumento histórico era composta por pedras encaixadas e seladas.

5 CONCLUSÃO

Verificou-se a necessidade do total conhecimento sobre o funcionamento da relação entre fundação e solo, conhecimento esse obtido apenas com o estudo das reações mecânicas exercidas no solo por cargas da super-estrutura, bem como seus efeitos.

Pelo fato de sítios históricos terem sido construídos há muito tempo mostrou-se necessária a investigação mais a fundo dos elementos de fundação, pois os mesmos apresentam características patológicas devido ao tempo em que estão expostos a agentes agressores.

Pelos estudos de caso descritos, notou-se a variada gama de soluções de reforço estrutural de fundações e como cada uma se adequa melhor aos tipos de características do local onde os edifícios históricos se situam.

Observando dos aspectos analisados constatou-se a importância e a eficácia do reforço estrutural de fundações no papel da conservação e reabilitação do patrimônio histórico.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Rebaixamento temporário de aquíferos**. 1.ed. São Paulo: Editora Lamara, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia**. São Paulo: ABEF, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagem de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 1994.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 1 ed. São Paulo: Editora Edgar Blucher Ltda, 1977.

BALDWIN; KELLOGG; THORPE. **Soil Classification**. In: **Soil and Man**, USDA Agriculture Yearbook, 1938.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. 1ed. São Paulo: EPUSP, 1987.

BULLIVANT, Roger; BRADBURY, H. **Underpinning: a practical guide**. Oxford: Blackwell Science, 1996

CARRETO, J., **Jet Grouting. Uma Técnica Em Desenvolvimento**, artigo apresentado no VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, abril de 2000.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, José Carlos A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DAS, Braja M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. Trad. Da 7. ed. Norte-americana. Tradução: EZ2 Translate. Revisão técnica Leonardo Fagundes Roseback Miranda. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

GUSMÃO FILHO, Jaime de Azevedo. **Fundações de pontes: hidráulica e geotecnia**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2003.

HACHICH, W; GOTLIEB, Mauri. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

HELENE, Paulo R. L.. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2^a ed. São Paulo: Pini, 1992.

KORKEAKOSKI, et. al. **Underpinning with steel pipe piles**. Proceedings of the 25th Annual Meeting and 8th International DFI Conference, 2000.

LEHTONEN, J., **Classification of micropile underpinning methods**, Disponível em: < <http://www.ejge.com/2010/Ppr10.024/Ppr10.024.pdf>>. Acesso em: 19 de abril de 2014.

MARTINS, J., MIRANDA, M., **Fundações e Contenção Lateral de Solos**. 1 ed. Porto: U. Porto Editorial, 2006.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

PIANCASTELLI, Elvio Mosci - **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado** - Depto. Estruturas da EEUFMG, Belo Horizonte, 1997.

PILE DYNAMICS, INC. **Pile Driving Analyzer (PDA)**. Disponível em: <<http://www.pile.com/pdi/products/pda/>>. Acesso em: 29 maio 2014.

PILE DYNAMICS, INC. **Pile Integrity Test (PIT)**. Disponível em: <<http://www.pile.com/pdi/products/pit/default.asp/>>. Acesso em: 20 maio 2014.

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

SHONG, L.; CHUNG, F. **Design & Construction of Micropiles**, artigo apresentado no Geotechnical Course for Pile Foundation Design & Construction, Setembro de 2003, Ipoh, Malásia.

RAUSCHE, Frank; LINKINS, Garland; REN-KUNG, Shen. **Pile integrity test and analysis**. Balkema, 1992.

RODRIGUES, D. (2009). **Jet Grouting. Controlo de Qualidade em Terrenos do Miocénico de Lisboa**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Disponível em: <http://run.unl.pt/bitstream/10362/1951/1/Rodrigues_2009.pdf>. Acesso em: 13 de junho de 2014.

SMITH, E.A.L. **Pile-Driving Analysis by the Wave Equation**. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 86, 1960.

SOUZA, V. C. M., RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TECNASOL. **Seminário de engenharia geotécnica na reabilitação do patrimônio construído**. Lisboa, 2013. Disponível em: <[http://www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/EBAP/DFA_ReforcoFundacoes%20\[Compatibility%20Mode\].pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/EBAP/DFA_ReforcoFundacoes%20[Compatibility%20Mode].pdf)>. Acesso em: 18 de junho.

THORP, J.; SMITH G.D. **Higher Categories of Soil Classification: Order, Suborder and Great Soils Groups**. USDA Agriculture Yearbook, 1949.

VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Volume 2 Fundações Profundas**. 1 ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002.

WOLLE, Claudio Michael. **O Ensino de Engenharia de Fundações na Escola Politécnica da USP**. 1ed. São Paulo: EDUSP, 1993.