

Jet-Grouting: reforço da fundação de um edifício assente sobre solos moles

ANTÓNIO PORTO DOS SANTOS JÚNIOR

Outubro de 2018

***JET-GROUTING*: REFORÇO DA FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO ASSENTE SOBRE
SOLOS MOLES**

ANTONIO PORTO DOS SANTOS JÚNIOR

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Eng.º Tiago Sarmento Sabino Domingues (Instituto Superior de Engenharia do Porto)

Co-Orientador: Eng.º Henrique Dinis (Universidade Presbiteriana Mackenzie)

SETEMBRO DE 2018

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
Glossário.....	xxi
Abreviaturas	xxiii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Solos Moles	7
CAPÍTULO 3 Assentamento de Edifícios.....	15
CAPÍTULO 4 <i>Jet-Grouting</i>	27
CAPÍTULO 5 Estudo de Caso.....	65
CAPÍTULO 6 Considerações Finais.....	89
Referências Bibliográficas	91
Anexo I – Investigação Geotécnica Inicial	97
Anexo II – Sondagens a Percussão do Edifício 30 do Condomínio 3	105

RESUMO

Uma característica de ocupação territorial, que é observada tanto no Brasil como em Portugal, é a elevada densidade populacional das cidades localizadas próximo ao litoral. A partir dessa configuração territorial, se tornou necessária a construção de importantes obras de infraestrutura urbana, que são responsáveis por proporcionar mais qualidade de vida para as pessoas que residem nesses aglomerados urbanos.

No entanto, outra característica comum a ambos os países, por vezes, é a presença de solos com fracas características geotécnicas no litoral, denominados de solos moles. A presença desse tipo de solo no litoral, é explicado pelo processo de formação dos solos litorâneos, nos quais se encontram em um estado não consolidado.

Muitas dessas importantes obras de infraestruturas, localizadas nas cidades litorâneas, encontram-se assentes sobre os solos moles. A fundação dessas obras, geralmente mais trabalhosas, necessitam de uma atenção especial durante a concepção e execução, pois caso contrário, podem apresentar patologias em toda a estrutura, através das fissuras.

Para as edificações que se encontram comprometidas pelo assentamento diferencial das fundações, é necessário conceber uma solução de reforço. Uma das alternativas disponíveis para o reforço de fundações é o *jet-grouting*, que é uma tecnologia, descrita no presente trabalho, baseada na melhoria das propriedades mecânicas do solo.

O *jet-grouting* apresenta algumas limitações, pois é uma técnica cara, quando comparada com as tecnologias mais tradicionais de reforço da fundação. Para além disso, não existe um consenso sobre o dimensionamento dessa tecnologia, quando é aplicada para o reforço das fundações.

Neste estudo se propõe estudar duas diferentes metodologias de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, encontradas em referenciais bibliográficos internacionais, que são o método de Bustamante (2002) e o método das microestacas. Essas duas diferentes metodologias foram aplicadas para dimensionar as colunas de *jet-grouting*, utilizadas como reforço de uma edificação existente.

Palavras-chave: ocupação territorial; solos moles; *jet-grouting*; reforço do solo; dimensionamento.

ABSTRACT

A characteristic of territorial occupation, which is observed in both Brazil and Portugal, is the high population density of cities located near the coast. From this territorial configuration, it became necessary to construct important urban infrastructure works, which are responsible for providing more quality of life for the people living in these urban agglomerations.

However, another characteristic common for both countries is the presence of soils with weak geotechnical characteristics on the coast, called soft soils. The presence of this type of soil on the coast is explained by the process of formation of the coastal soils, in which they are in an unconsolidated state.

Many of these important infrastructure works, located in coastal cities, are based on soft soils. The foundation of these works, generally more laborious, require special attention during design and execution, otherwise they may present pathologies throughout the structure through cracks.

For buildings that are compromised by the differential settling of foundation, it is necessary to devise a reinforcement solution. One of the alternatives available for the reinforcement of foundations is jet-grouting, which is a technology, described in the present work, based on the improvement of the mechanical properties of the soil.

Jet-grouting has some limitations, as it is an expensive technique when compared to more traditional foundation reinforcement technologies. Furthermore, there is no consensus on the design of this technology, when it is applied to reinforce foundations.

In this study it is proposed to study two different jet-grouting column sizing methodologies, found in international bibliographic references, which are the Bustamante method (2002) and the micro-cutting method. These two different methodologies were applied to design jet-grouting columns, used as reinforcement of an existing building.

Keywords: territorial occupation; soft soils; jet-grouting; soil reinforcement; sizing.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por todas as oportunidades e desafios que tive na minha jornada, me concedendo coragem e força para enfrentar as adversidades e as dificuldades encontradas nesse longo percurso.

Em segundo lugar, agradeço aos meus pais, Antonio e Maria Aparecida, e as minhas irmãs, Aline e Samara, pelo apoio incondicional que sempre recebi, de fundamental importância para que eu nunca fraquejasse na conquista dos meus objetivos.

Agradeço também aos meus tios, Nilton Jun e Maria do Livramento, pelo acolhimento e pelo carinho dado, por todos esses anos que passei longe de casa, exercendo, por muitas vezes, o papel dos meus pais.

Ao Professor Henrique Dinis, que aceitou ser o meu orientador, e exerceu essa função de forma brilhante e exemplar, deixo aqui o meu eterno agradecimento.

Ao Engenheiro Tiago Domingues, minha eterna gratidão, pelo auxílio e pela orientação dada, mesmo estando longe, em Portugal.

Também merece meus sinceros agradecimentos, o Engenheiro Hélio Tatsumi, que mesmo sem me conhecer, foi bastante solícito na disponibilização de dados e informações sobre a tecnologia de *jet-grouting*, sendo de fundamental importância na elaboração do presente trabalho.

Por fim, também deixo o meu agradecimento a Korina Brugnera, Nayara Freire, Bruno Genestretti, Felipe Falcão, Margarida Borges, Bárbara Barbosa, Ruane Gracio, Fernanda Pereira e a todos amigos e amigas que, de alguma forma, contribuíram para essa minha conquista.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Problema de Pesquisa.....	2
1.3	Objetivos	3
1.3.1	Objetivo geral	3
1.3.2	Objetivos específicos	3
1.4	Justificativa	3
1.5	Metodologia.....	4
1.6	Estrutura do Trabalho	5
CAPÍTULO 2	Solos Moles.....	7
2.1	Considerações Iniciais	7
2.2	O Processo de Urbanização Sobre Solos Moles.....	7
2.2.1	O desenvolvimento da urbanização no Brasil sobre solos moles	8
2.2.2	O desenvolvimento da urbanização em Portugal sobre solos moles.....	9
2.3	Origem e Formação dos Depósitos de Solos Moles.....	11
2.4	Caracterização dos Solos Moles.....	13
2.5	Discussão.....	14
CAPÍTULO 3	Assentamento de Edifícios	15
3.1	Considerações Iniciais	15
3.2	Processo de Adensamento dos Solos	15
3.3	Principais Causas das Anomalias	16
3.4	Manifestações Patológicas	18

3.5	Técnicas Usuais de Reforço das Fundações	19
3.5.1	Aumento da área de apoio	19
3.5.2	Melhoria das condições do solo	21
3.5.3	Soluções com estacas	22
3.6	Discussão.....	24
CAPÍTULO 4 <i>Jet-Grouting</i>		27
4.1	Considerações Iniciais	27
4.2	Contextualização Histórica.....	27
4.3	Descrição da Técnica.....	29
4.3.1	Principais aplicações	31
4.3.2	Vantagens e desvantagens	32
4.3.3	Materiais	32
4.3.4	Equipamentos.....	33
4.3.5	Geometria das colunas	35
4.4	Etapas de Execução das Colunas de <i>Jet-Grouting</i>	36
4.4.1	Início da perfuração.....	36
4.4.2	Fim da perfuração.....	37
4.4.3	Injeção do jato	37
4.4.4	Levantamento da haste	37
4.4.5	Fim da aplicação do jato e reinício do processo.....	37
4.5	Classificação dos Sistemas de Aplicação do <i>Jet-Grouting</i>	38
4.5.1	Sistema de jato simples	38
4.5.2	Sistema de jato duplo	39
4.5.3	Sistema de jato triplo.....	40
4.5.4	Evolução tecnológica dos sistemas de jato	41
4.6	Investigação Geotécnica	43
4.7	Pré-Dimensionamento das Colunas de <i>Jet-Grouting</i>	43

4.7.1	Diâmetro.....	43
4.7.2	Afastamento.....	45
4.8	Dimensionamento das Colunas de <i>Jet-Grouting</i>	46
4.8.1	Método de Bustamante (2002).....	46
4.8.2	Método das Microestacas.....	52
4.9	Controle de Qualidade.....	59
4.9.1	Formulações teóricas.....	60
4.9.2	Colunas de teste.....	60
4.9.3	Colunas definitivas.....	61
4.10	Discussão.....	61
CAPÍTULO 5	Estudo de Caso.....	65
5.1	Considerações Iniciais.....	65
5.2	Características Técnicas e Conceção do Edifício em Estudo.....	68
5.2.1	Investigação geotécnica inicial.....	68
5.2.2	Descrição da fundação do edifício.....	69
5.2.3	Execução da fundação do edifício.....	70
5.2.4	Estado do edifício após construção.....	71
5.2.5	Descrição geotécnica do subsolo do edifício 30 – condomínio 3.....	72
5.2.6	Solução adotada.....	72
5.2.7	Determinação do carregamento da coluna de <i>jet-grouting</i>	75
5.2.8	Controle de qualidade.....	76
5.3	Dimensionamento do Reforço da Fundação Pelo Método de Bustamante.....	78
5.3.1	Carga geotécnica admissível.....	78
5.3.2	Carga estrutural admissível.....	81
5.4	Dimensionamento do Reforço da Fundação Pelo Método das Microestacas.....	83
5.4.1	ELU: dimensionamento geotécnico.....	83
5.4.2	ELU: dimensionamento estrutural.....	85

ÍNDICE DE TEXTO

5.4.3	ELS: assentamento axial.....	86
5.5	Discussão dos Resultados	87
CAPÍTULO 6 Considerações Finais.....		89
6.1	Conclusões	89
6.2	Desenvolvimentos Futuros	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Densidade demográfica do Brasil em 2010.....	9
Figura 2.2 – Densidade demográfica de Portugal em 2011.....	10
Figura 2.3 – Principais depósitos de solos moles em Portugal continental.....	11
Figura 2.4 – Escala do tempo geológico, com destaque do período quaternário.....	12
Figura 3.1 – Analogia entre a deformação do solo e a deformação de uma mola.....	16
Figura 3.2 – Padrão de fissuração.....	18
Figura 3.3 – Alargamento de uma sapata contínua com vigas de betão e varões de pré-esforço.....	20
Figura 3.4 – Alargamento de uma sapata isolada.....	21
Figura 3.5 – Equipamento de aplicação dos jatos.....	22
Figura 3.6 – Colunas de <i>jet-grouting</i> executadas.....	22
Figura 3.7 – Estacas mega em betão armado.....	23
Figura 3.8 – Estacas mega em perfis metálicos.....	23
Figura 3.9 – Corte esquemático da instalação de estacas mega.....	23
Figura 3.10 – Instalação de estacas mega.....	23
Figura 3.11 – Execução de microestacas.....	24
Figura 3.12 – Esquema de estaca raiz inclinada.....	24
Figura 4.1 – Fluxograma da evolução da técnica de <i>jet-grouting</i>	29
Figura 4.2 – Funcionamento da haste de aplicação.....	30
Figura 4.3 – Versatilidade de aplicação da técnica de <i>jet-grouting</i>	31
Figura 4.4 – <i>Jet-grouting</i> aplicado em poços de contenção.....	31
Figura 4.5 – <i>Jet-grouting</i> aplicado em barragens.....	31

Figura 4.6 – <i>Jet-grouting</i> aplicado em túneis.....	32
Figura 4.7 – <i>Jet-grouting</i> aplicado no reforço de fundações.	32
Figura 4.8 – Sistema de equipamentos de <i>jet-grouting</i> utilizados em um estaleiro.	34
Figura 4.9 – Diferentes equipamentos de furação e injeção.	35
Figura 4.10 – Diferentes geometrias dos corpos de <i>jet-grouting</i>	36
Figura 4.11 – Etapas de execução das colunas de <i>jet-grouting</i>	36
Figura 4.12 – Injeção do jato para o sistema de jato simples.	39
Figura 4.13 – Corte da haste de aplicação do sistema de jato simples.....	39
Figura 4.14 – Injeção do jato para o sistema de jato duplo.	40
Figura 4.15 – Corte da haste de aplicação do sistema de jato duplo.....	40
Figura 4.16 – Injeção do jato para o sistema de jato triplo.....	41
Figura 4.17 – Corte da haste de aplicação do sistema de jato triplo.	41
Figura 4.18 – Relação entre diâmetro das colunas de <i>jet-grouting</i> com o N_{SPT} de solos incoerentes.....	44
Figura 4.19 – Relação entre diâmetro das colunas de <i>jet-grouting</i> com o N_{SPT} de solos coesivos.	44
Figura 4.20 – Soluções geométricas para pré-dimensionamento de <i>jet-grouting</i>	46
Figura 4.21 – Ábaco para estimar o valor de q_s de argila (A) e silte (L).....	48
Figura 4.22 – Ábaco para estimar o valor de q_s de areia (S), seixo (G) e rocha alterada (Ra).....	49
Figura 4.23 – Gráfico de $\tau_c - s$ para argila e silte.	53
Figura 4.24 – Gráfico de $\tau_c - s$ para areia e seixo.....	53
Figura 4.25 – Esquema de coluna de <i>jet-grouting</i> que atravessa diferentes camadas de solo.	55
Figura 4.26 – Tensão de compressão em função da dosagem de cimento e do tipo de solo.	58
Figura 4.27 – Módulo de deformabilidade do solo-cimento em função da resistência à compressão simples.....	59
Figura 4.28 – Fluxograma do controle de qualidade das colunas de <i>jet-grouting</i>	59
Figura 4.29 – Resistência à compressão de diferentes tipos de solo, tratados com diferentes dosagens de cimento.	60
Figura 4.30 – Resistência à compressão de diferentes tipos de solo, após alguns dias de execução.	60

Figura 4.31 – Exemplo de relatório de execução de colunas de <i>jet-grouting</i>	61
Figura 5.1 – Mapa do Brasil com o estado do Rio de Janeiro em destaque.	65
Figura 5.2 – Localização da cidade de Magé - RJ, com destaque do condomínio em estudo.	66
Figura 5.3 – Mapa geológico do estado do Rio de Janeiro, com a área de estudo em destaque, localizado na cidade de Magé - RJ.	66
Figura 5.4 – Conjunto residencial com torres comprometidas.....	67
Figura 5.5 – Pontos de sondagens iniciais.....	68
Figura 5.6 – Projeto de fundação em estacas de betão armado.	69
Figura 5.7 – Projeto de fundação em <i>radier</i>	70
Figura 5.8 – Desaprumo dos edifícios ocasionado pelo recalque das fundações.....	71
Figura 5.9 – Solução de reforço em colunas de <i>jet-grouting</i>	73
Figura 5.10 – Detalhe da furação da laje.....	74
Figura 5.11 – Divisão do <i>radier</i> em áreas de influência.	75
Figura 5.12 – Aferição do diâmetro da coluna teste.....	77
Figura 5.13 – Amostras da coluna teste enviadas ao laboratório.....	77
Figura 5.14 – Acompanhamento do assentamento das edificações.	77

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Anomalias que ocorrem nas fundações e suas principais causas.....	17
Tabela 3.2 – Principais danos apresentados por um edifício sujeito ao assentamento das fundações.	19
Tabela 4.1 – Principais vantagens e desvantagens da técnica de <i>jet-grouting</i>	32
Tabela 4.2 – Principais critérios para a mistura água-cimento.	33
Tabela 4.3 – Tipos de <i>SuperJet</i> e os diâmetros alcançados.....	42
Tabela 4.4 – Fator de capacidade de carga.....	49
Tabela 4.5 – R_{cj} para o sistema de jato simples.....	51
Tabela 4.6 – Resistência à compressão da coluna de <i>jet-grouting</i> em função do solo para o sistema de jato duplo.	52
Tabela 4.7 – Fator de segurança utilizado no cálculo do comprimento das colunas de <i>jet-grouting</i>	53
Tabela 4.8 – Resistência à compressão da coluna de <i>jet-grouting</i> em função do tipo de solo, para o sistema de jato simples.....	62
Tabela 4.9 – Resistência à compressão da coluna de <i>jet-grouting</i> em função do tipo de solo, para o sistema de jato duplo.....	62
Tabela 5.1 – Descrição geológica do subsolo presente no conjunto habitacional.	67
Tabela 5.2 – Especificações para a execução das colunas de <i>jet-grouting</i>	74
Tabela 5.3 – Sequência executiva das colunas de <i>jet-grouting</i> para o Edifício 30 – Condomínio 03.	75
Tabela 5.4 – Dados do relatório executivo da coluna teste.....	76
Tabela 5.5 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-01.....	78
Tabela 5.6 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-02.....	79
Tabela 5.7 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-03.....	79
Tabela 5.8 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-04.....	80
Tabela 5.9 – Resumo do dimensionamento geotécnico obtido pelo método de Bustamante (2002).	80

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.10 – Resistência à compressão da coluna de <i>jet-grouting</i> em função do solo para o sistema de jato duplo.	82
Tabela 5.11 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-01.	83
Tabela 5.12 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-02.	84
Tabela 5.13 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-03.	84
Tabela 5.14 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-04.	85
Tabela 5.15 – Resumo do dimensionamento obtido pelo método das microestacas.	85
Tabela 5.16 – Quadro resumo do cálculo do assentamento axial das colunas de <i>jet-grouting</i>	86
Tabela 5.17 – Resumo das diferenças de dimensionamento pelo método de Bustamante (2002).	87
Tabela 5.18 – Resumo das diferenças de dimensionamento pelo método das microestacas.	88

GLOSSÁRIO

A	Área da secção da coluna de <i>jet-grouting</i>
A_b	Área transversal da coluna de <i>jet-grouting</i>
C_s	Medida de compactação do solo na cota de base da coluna de <i>jet-grouting</i>
D	Diâmetro da coluna de <i>jet-grouting</i>
D_i	Diâmetro da coluna de <i>jet-grouting</i> na camada i
E	Módulo de deformabilidade do solo-cimento
FS	Fator de segurança
$F_{j,int}$	Fator de segurança estrutural da coluna de <i>jet-grouting</i>
$F_{j,P}$	Fator de segurança geotécnico de resistência de ponta da coluna de <i>jet-grouting</i>
$F_{j,S}$	Fator de segurança geotécnico de resistência lateral da coluna de <i>jet-grouting</i>
$F_{j,T}$	Fator de segurança geotécnico de resistência à tração da coluna de <i>jet-grouting</i>
I	Momento de inércia da secção da coluna de <i>jet-grouting</i>
k_s	Fator da capacidade de carga associado à ponta da coluna de <i>jet-grouting</i>
L	Comprimento da coluna de <i>jet-grouting</i>
L_i	Comprimento da camada de solo i
L_s	Comprimento mínimo da coluna de <i>jet-grouting</i>
L_{si}	Comprimento da coluna de <i>jet-grouting</i> na camada de solo i
M	Momento fletor aplicado no topo da coluna de <i>jet-grouting</i>
N	Carga axial de compressão aplicada no topo da coluna de <i>jet-grouting</i>
N_{pl}	Esforço normal aplicado no topo da coluna de <i>jet-grouting</i>
P	Carga axial atuante sobre as colunas de <i>jet-grouting</i>

GLOSSÁRIO

p_l	Pressão limite do solo na cota da fundação
Q_{adm}	Carga geotécnica admissível
$Q_{adm,int}$	Carga estrutural admissível
Q_0	Carga característica de projeto
Q_{LC}	Carga limite de compressão da coluna de <i>jet-grouting</i>
Q_L^P	Resistência de ponta da coluna de <i>jet-grouting</i>
Q_L^S	Resistência de atrito lateral da coluna de <i>jet-grouting</i>
Q_{LT}	Carga limite de tração da coluna de <i>jet-grouting</i>
$q_{s,i}$	Tensão tangencial máxima desenvolvida entre o solo e a coluna de <i>jet-grouting</i> na camada i
Q_u	Resistência à compressão da coluna de <i>jet-grouting</i>
$Q_{u,P}$	Resistência de ponta da coluna de <i>jet-grouting</i>
$Q_{u,S}$	Resistência lateral da coluna de <i>jet-grouting</i>
R_{cj}	Resistência à compressão do material que constitui a coluna de <i>jet-grouting</i>
S_p	Área da base da coluna de <i>jet-grouting</i>
T_u	Resistência à tração da coluna de <i>jet-grouting</i>
W	Módulo de flexão da coluna de <i>jet-grouting</i>
z	Distância entre a linha neutra até a fibra mais afastada
ϕ	Diâmetro da coluna de <i>jet-grouting</i>
τ_{c-s}	Tensão tangencial máxima entre o solo e as colunas de <i>jet-grouting</i>
σ_c	Tensão de compressão
σ_t	Tensão de tração das colunas de <i>jet-grouting</i>
Δ_{el}	Deformação elástica das colunas de <i>jet-grouting</i>

ABREVIATURAS

ABEF	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
ABMS	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
BS EN 12716: 2001	<i>British Standard</i> EN 12716: 2001
CCP	<i>Chemical Churning Pile / Cement Churning Pile</i>
Cm	Centímetro
CP	Cimento <i>Portland</i>
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INE	Instituto Nacional de Estatística
IRS	Injeção Repetitiva Seletiva
JSG	<i>Jumbo Jet Special Grout</i>
Kgf	Quilograma-força
Km	Quilômetro
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
M	Metro
m ²	Metro quadrado

ABREVIATURAS

m ³	Metro cúbico
Min	Minuto
Mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
N _{SPT}	Número de golpes do <i>Standard Penetration Test</i>
pH	Potencial de hidrogênio
PMT	Pressiômetro de Ménard
RCD	Resíduos de Construção e Demolição
RJ	Rio de Janeiro
RS	Resistente a sulfatos
Rpm	Rotações por minuto
S	Segundo
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>
SSS-MAN	<i>Super Soil Stabilization Management</i>
%	Porcentagem

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente, verifica-se no Brasil uma grande ocupação populacional de regiões próximas à costa marítima do país. De acordo com Fonseca (2017), essa configuração da ocupação territorial é explicada pelo crescente desenvolvimento urbano das cidades litorâneas, que se tornaram um atrativo para os fluxos migratórios.

Essa elevada densidade populacional, presente nos grandes centros urbanos litorâneos, também é uma característica comum a Portugal, pois conforme afirma Barbosa (2013, p. 1), “[...] cerca de 76% da população portuguesa reside em 20% do seu espaço físico”.

Nessas cidades, localizadas próximo ao litoral, as edificações estão assentadas, segundo Barros (2015), em solos de formação geológica recente, que podem apresentar fracas características mecânicas para a construção civil, que são, principalmente, baixa resistência e alta deformabilidade. Esse tipo de solo, designado por solo mole, necessita de soluções geotécnicas mais trabalhosas, pois assim como afirma Gonçalves (2012, p. 1), “A realização de obras sobre solos de fundação com fracas características geotécnicas, como os solos moles, sempre foram um grande desafio para os engenheiros geotécnicos.”.

Por conta da grande necessidade de ampliação dos espaços urbanos, se tornou comum contruir obras assentadas sobre os depósitos de solos moles. Dessa forma, conforme afirma Fonseca (2017), o recalque excessivo das edificações passou a ser motivo de preocupação para os engenheiros geotécnicos. Na ocorrência de acentuados recalques diferenciais na estrutura, os danos causados resultam em anomalias que, por sua vez, necessitam de elevados custos para a manutenção da segurança das edificações (Fonseca, 2017).

A crescente necessidade de restauração de empreendimentos apoiados sobre solos moles, aliado com o avanço do desenvolvimento tecnológico, fez surgir várias opções de reforço de solos. Dentre as técnicas existentes no mercado, cuja finalidade é o melhoramento das características mecânicas do solo, destaca-

se o *jet-grouting* que, segundo Carletto (2009), foi uma técnica que rapidamente se difundiu pelo mundo, devido a sua flexibilidade de utilização em qualquer tipo de solo.

O *jet-grouting*, de acordo com Croce *et al.* (2014), surgiu no Japão no começo da década de 70, a partir de pesquisas no uso de jatos aplicados sob elevadas pressões, utilizados no corte de materiais similares a rocha. A partir desses estudos, foi desenvolvida a técnica de *jet-grouting*, que consiste, basicamente, na injeção de uma calda contendo material aglomerante, sob altas pressões e sem escavação prévia, com o objetivo de produzir um maciço de melhores características mecânicas que o solo presente no local.

Dessa forma, observa-se que o *jet-grouting* é uma técnica capaz de elevar a resistência do solo existente, diminuindo sua deformabilidade e sua permeabilidade. O sucesso dessa técnica, se deve ao fato de ser um método, conforme afirma Carletto (2009, p. 1), “[...] aplicado a solos de qualquer composição granulométrica, além de permitir a consolidação de um determinado volume de maciço com forma geométrica bem definida, quer em planta, quer em profundidade.”.

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

Apesar do *jet-grouting*, conforme afirma Barbosa (2013), ser uma técnica bastante versátil, por conta da sua utilização em diversos tipos de obras geotécnicas, ainda não existe no Brasil, uma norma que estabeleça os parâmetros mínimos de dimensionamento, execução e controle de qualidade das colunas de *jet-grouting*.

Devido a essa carência de normatização no Brasil, o dimensionamento dessa tecnologia se faz através de consultas a trabalhos, estudos e normas estrangeiras, as quais ainda não existem um consenso sobre o dimensionamento desse tipo de reforço de solo.

Enquanto Neves (2010) assume, em seu estudo, que as colunas de *jet-grouting* funcionam da mesma forma que as microestacas, Bustamante (2002) desenvolve uma metodologia de dimensionamento, baseado no estudo de 21 colunas de *jet-grouting*. No Brasil, ao se utilizar essa técnica, o dimensionamento é feito por meio de formulações teóricas, aliadas a uma fundamentação empírica, baseada na vasta experiência de consultores que trabalham em empresas que executam essas colunas de solo-cimento.

Portanto, este estudo visa contribuir de forma significativa na metodologia de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, para que esse processo de dimensionamento se torne mais conhecido nos meios técnico, científico e acadêmico.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Estudar o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, utilizadas no reforço da fundação de edifícios existentes, que apresentam problemas de recalque diferencial das fundações, devido ao apoio em solos moles.

1.3.2 Objetivos específicos

Analisar a viabilidade da utilização de uma técnica de reforço de solo, que é o *jet-grouting*, como opção de reforço de fundação.

Estudar e avaliar a aplicação da técnica de *jet-grouting*, em um caso real de reforço de fundação apoiada sobre solo mole.

Estudar as diferentes metodologias de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, apresentadas na bibliografia.

Discutir os resultados obtidos através das diferentes metodologias de cálculo, e analisar qual método melhor descreve o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, executadas no edifício do estudo de caso.

1.4 JUSTIFICATIVA

Um dos requisitos mínimos que as construções devem apresentar é a segurança. Esse requisito deve ser garantido em todas as etapas de um projeto, desde o dimensionamento até a execução das construções.

No entanto, conforme afirma Neves (2010), a segurança absoluta é algo que não se consegue atingir. O comprometimento da segurança das edificações pode ocorrer por diversos fatores, como: imprudência no dimensionamento das estruturas ou na deterioração natural das edificações, devido ao ataque de agentes ambientais.

Dessa forma, o comprometimento da segurança das edificações, tem como consequência o surgimento de anomalias. Para as edificações que estão assentadas sobre solos de fracas características geotécnicas, é comum a ocorrência de recalque diferencial das fundações, que são manifestadas na estrutura através de fissuras. Neste caso, para que a edificação volte a proporcionar segurança aos usuários, é necessário executar o reforço das fundações.

Do ponto de vista ambiental, a escolha do reforço das fundações apresenta-se como uma alternativa viável. Pois, segundo Santos (2007), além de reduzir a quantidade de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) com uma possível demolição, evita também a poluição dos solos, uma vez que os RCD gerados na demolição, podem ser dispostos de forma inadequada no meio ambiente.

No aspecto social, a opção de reforço também se apresenta como a alternativa viável. Conforme afirma Santos (2007 *apud* SCHNEIDER, 2003), os RCD provenientes da demolição, quando descartados de maneira inadequada no ambiente urbano, ocasionam problemas de saúde pública, visto que servem de abrigo para vetores patógenos ao ser humano, como ratos, baratas e mosquitos.

No âmbito econômico, a demolição representa um desperdício de dinheiro muito maior que o reforço das fundações. Os desperdícios monetários oriundos da demolição, são maiores porque o proprietário arca com os custos da demolição e da reconstrução das edificações, enquanto no reforço, os custos são voltados apenas ao reparo da fundação do edifício.

Portanto, a opção de reforço da fundação se justifica nos aspectos social, ambiental e econômico. No entanto, Rebêlo (2017) afirma que o reforço da fundação é uma solução que necessita de bastante atenção, já que a intervenção irá ocorrer ao nível do sistema solo-fundação-estrutura.

A solução de reforço da fundação abordada neste estudo será o *jet-grouting*. Essa técnica foi escolhida, pelo fato de ser, segundo a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABEF (2012), uma tecnologia utilizada no Brasil desde a década de 80. Porém, é uma técnica utilizada sem que haja uma norma brasileira que especifique o cálculo, os coeficientes de segurança e a execução das colunas de *jet-grouting*.

Dessa forma, além de estudar o dimensionamento e a execução dessa tecnologia no Brasil, este trabalho visa também divulgar essa técnica, que se encontra em um constante processo de desenvolvimento.

1.5 METODOLOGIA

Esse trabalho é composto por pesquisas teórica e prática.

Na parte teórica, foi realizado um exaustivo levantamento bibliográfico sobre o atual estado de arte dos solos moles, do assentamento das fundações e da técnica de *jet-grouting*. Para isso, a pesquisa foi feita com base na consulta de diferentes referenciais bibliográficos, como livros, trabalhos em congressos, publicações de periódicos, normas técnicas e demais trabalhos, pertinentes ao desenvolvimento deste estudo.

Ainda na parte teórica, foi estudado a relação que existe entre os solos moles e a ocupação litorânea no Brasil e em Portugal, investigando quais processos resultaram em uma maior concentração da população na costa desses dois países. Além disso, também foi abordado as principais manifestações patológicas que ocorrem em estruturas assentadas sobre solos moles, descrevendo o processo de identificação e desenvolvimento das patologias.

Por fim, foi feita uma revisão completa da tecnologia de *jet-grouting*, descrevendo a forma como esta técnica se desenvolveu, os tipos e as evoluções que existem atualmente no mercado. Nessa pesquisa, foram avaliados trabalhos que são referências nacionais e internacionais para dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, apontando as principais vantagens e desvantagens dessa tecnologia.

A parte prática será desenvolvida a partir do dimensionamento de colunas de *jet-grouting*, através das diferentes metodologias encontradas na bibliografia, para o reforço da fundação de um edifício existente, localizado na cidade de Magé, no estado do Rio de Janeiro, Brasil.

Após calculados, o trabalho segue com a discussão dos resultados, aonde serão comparados os resultados obtidos por meio das diferentes metodologias de cálculo, com as colunas de *jet-grouting* que foram executadas como reforço da fundação do edifício existente. Dessa forma, será possível estudar qual metodologia de cálculo se aproxima mais das colunas de *jet-grouting* executadas. Todos os dados utilizados para este estudo de caso, foram coletados junto com a empresa responsável pela execução do reforço da fundação do edifício estudado.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em seis capítulos, que estão descritos, sucintamente, a seguir.

O capítulo 1 trata-se da introdução deste trabalho, contendo os seguintes componentes: considerações iniciais, problema de pesquisa, os objetivos, a justificativa e a metodologia utilizada neste estudo.

O capítulo 2 apresenta uma pesquisa sobre os solos moles, relacionando a localização dos principais centros urbanos, tanto do Brasil como de Portugal, com os principais depósitos de solos moles. Além disso, também é discutido a formação dos solos moles, com destaque para as suas principais características.

O capítulo 3 é dedicado para descrever sobre as principais causas e manifestações patológicas decorrentes do processo de assentamento das edificações. Além disso, esse capítulo também trata das principais técnicas utilizadas no reforço das fundações.

CAPÍTULO 1

O capítulo 4 é dedicado para discutir o atual estado da arte da tecnologia *jet-grouting*, descrevendo o princípio de funcionamento dessa técnica, suas principais aplicações e limitações. Também é descrito nesse capítulo, os principais sistemas de aplicação de jatos, bem como o dimensionamento pelas duas metodologias estudadas nesse trabalho, que são o método de Bustamante (2002) e o método das microestacas.

O capítulo 5 aborda o estudo de caso, que se trata de um edifício residencial com problemas de recalque diferencial das fundações. Nesse estudo de caso, foi aplicado a tecnologia de *jet-grouting* para realizar o reforço da fundação. A partir dos resultados obtidos nesse estudo, foram dimensionadas as colunas através das duas metodologias, verificando as principais divergências entre o que foi executado e o que foi dimensionado.

O capítulo 6 apresenta as considerações finais desse trabalho, juntamente com as principais conclusões obtidas e os desenvolvimentos futuros recomendados.

CAPÍTULO 2

SOLOS MOLES

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Muitas obras de infraestrutura, localizadas em grandes centros urbanos, estão assentadas sobre solos de fracas características mecânicas, que são os solos moles. De acordo com Esteves (2014), obras destinadas para as mais diversas finalidades, como portos, estradas, empreendimentos imobiliários, ferrovias e estações de tratamento de águas residuais, estão apoiadas sobre depósitos de solos moles.

Para que estas obras sejam projetadas e executadas de forma segura, é preciso que as características e o comportamento dos solos moles, bem como a localização de seus principais depósitos, sejam de conhecimento dos projetistas e executores geotécnicos, devido a importância que estas construções representam para os grandes centros urbanos.

2.2 O PROCESSO DE URBANIZAÇÃO SOBRE SOLOS MOLES

A densa ocupação populacional dos grandes centros urbanos, é uma consequência do processo de desenvolvimento social e econômico dessas grandes cidades. Essa alta densidade demográfica, segundo Sousa (2011), tem como resultado, uma crescente ocupação das áreas superficiais dessas grandes metrópoles, processo observado em muitos países.

A maior parte dessas populosas cidades, possuem a tendência de serem próximas à região litorânea em diversos países, pois, conforme afirma Freitas (2016), as sociedades mundiais se desenvolveram a partir de uma forte pressão sobre os ambientes costeiros. Essas regiões, observado por Esteves (2014), coincidem com os locais de ocorrência de depósitos de solos moles.

Segundo Sousa (2011), esse tipo de solo, antes evitável para a construção por conta da trabalhosa solução geotécnica adotada, é responsável por suportar as cargas oriundas de importantes obras de infraestrutura

urbana. Essas obras, que se tornaram cada vez mais necessárias, devido ao adensamento populacional das grandes cidades, ocasionou uma crescente ocupação superficial dos espaços urbanos.

A ocupação superficial nos grandes centros urbanos, conforme afirma Barros (2015), foi acompanhada de um grande aproveitamento dos espaços subterrâneos, como é o caso de obras como: túneis ferroviários e rodoviários, garagens subterrâneas e estações metropolitanas.

Portanto, para entender o processo de urbanização de áreas com depósitos de solos moles, é preciso conhecer o desenvolvimento da ocupação territorial de cada um dos países. A seguir, estão descritos, tanto para o Brasil como para Portugal, a dinâmica de ocupação territorial, com o propósito de entender atual densidade demográfica, relacionando a localização dos grandes centros urbanos com as áreas dos principais depósitos de solos moles.

2.2.1 O desenvolvimento da urbanização no Brasil sobre solos moles

A ocupação da costa brasileira, foi um processo que se iniciou antes mesmo do descobrimento do Brasil pelos portugueses, no ano de 1500. Segundo Freitas (2016 *apud* FAUSTO, 1995), o litoral brasileiro já era ocupado por povos nativos, denominados de povos indígenas. Com a descoberta do Brasil, os portugueses também passaram a povoar a costa brasileira, explorando o primeiro produto no novo território, que foi o pau-brasil.

No entanto, mesmo o pau-brasil sendo um produto muito explorado no início da colonização brasileira, não foi suficiente para garantir rentabilidade à Portugal. Portanto, de acordo com Freitas (2016), Portugal decidiu criar um modelo de divisão territorial, que garantisse rentabilidade e também era capaz de defender o novo território do ataque de povos estrangeiros. Esse modelo de divisão territorial ficou conhecido por capitâneas hereditárias.

O adensamento populacional no litoral brasileiro, conforme afirma Freitas (2016 *apud* MORAES, 2007), começou a ganhar impulso no século XIX, principalmente nas capitais, com a instalação de ferrovias que tinham como destino as cidades portuárias, por onde eram escoados os produtos brasileiros para o exterior.

Essas cidades litorâneas, por possuírem uma posição estratégica próxima aos portos marítimos, foram os primeiros centros urbanos onde as indústrias começaram a se instalar, na segunda metade do século XX (Freitas, 2016). Esse processo de industrialização, foi responsável por atrair fluxos migratórios para as regiões metropolitanas da costa brasileira, acelerando o processo de urbanização dessas cidades (Freitas, 2016 *apud* MORAES, 2007).

Portanto, a atual configuração da ocupação do território brasileiro, pode ser entendido a partir de toda a dinâmica migratória que ocorreu no país, desde o seu descobrimento. Na Figura 2.1 está representada a

atual distribuição da população no território brasileiro, de acordo com os dados do último censo demográfico, realizado em 2010, pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).



Figura 2.1 - Densidade demográfica do Brasil em 2010 (Fonte: IBGE, 2011).

Como pode ser observado, na Figura 2.1, atualmente existe uma alta concentração populacional na zona costeira do Brasil, onde estão localizados os maiores centros urbanos do país. Esta análise vai de acordo com a afirmação feita por Fonseca (2017), em seu estudo, de que cerca da metade da população brasileira reside em uma faixa de até 100 km da costa do país.

No entanto, além de abrigar grande parte da população, o litoral brasileiro também é caracterizado por ser uma região onde frequentemente se encontram depósitos de solos moles, ao longo de toda sua extensão. Esses solos, segundo Póvoa (2016), que possuem uma recente formação geológica, apresentam fracas características mecânicas, como alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte.

2.2.2 O desenvolvimento da urbanização em Portugal sobre solos moles

O início da ocupação populacional do litoral português é tão antiga que, para Freitas (2010, p. 43), “[...] o contacto da população com a orla costeira vem de tempos imemoriais [...]”. As zonas litorâneas que mais se desenvolveram no passado, foram as que estavam abrigadas por estuários e baías, uma vez que possuíam uma localização privilegiada, perto do mar, e ao mesmo tempo, protegido dos danos causados pelas águas marítimas (Freitas, 2010).

No passado, essa estratégica posição de Portugal dentro da Europa, banhado pelo oceano atlântico, foi de fundamental importância, segundo Freitas (2010), para o desenvolvimento das atividades marítima e comercial. Portanto, essas atividades, consolidadas a partir da época dos descobrimentos, foram responsáveis tanto pelo adensamento da população na região costeira de Portugal quanto para o estabelecimento da forte ligação entre o povo português e as atividades náuticas (Freitas, 2010).

No entanto, apesar da ocupação territorial do litoral português ser um processo iniciado no passado, Garcia (2012) afirma que a densificação da população na costa portuguesa é um fenómeno recente, intensificado a partir da década de 70. Esse fenómeno, tem como reflexo a alta densidade demográfica na faixa litorânea, constatada pela distribuição da população no país, no qual um a cada nove portugueses vive na região costeira de Portugal (Garcia, 2012).

A densidade demográfica de Portugal está representada na Figura 2.2, conforme os dados coletados no último censo demográfico, realizado em 2011, pelo Instituto Nacional de Estatística (INE).

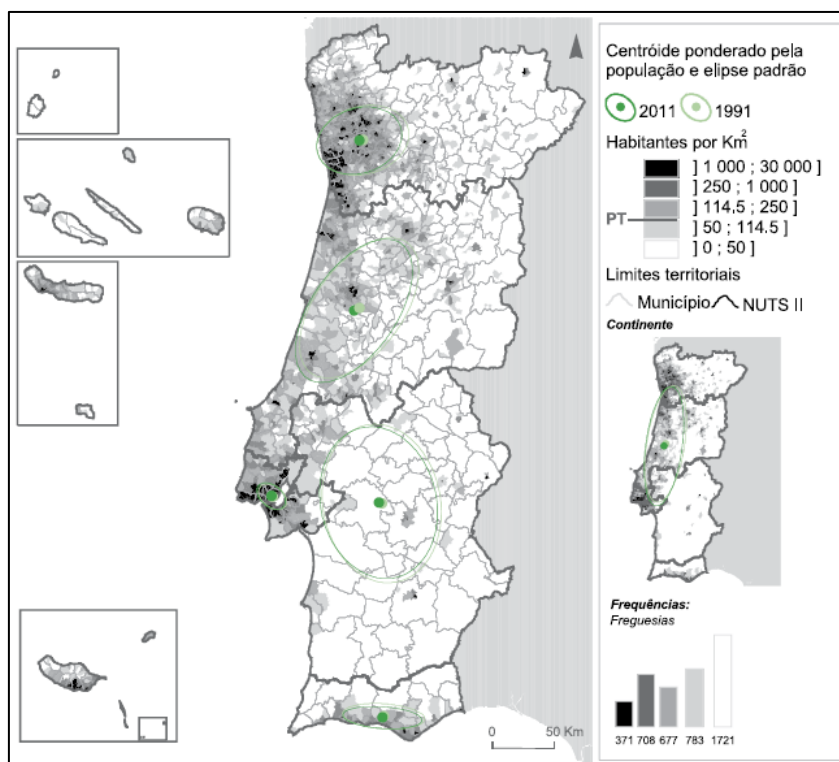


Figura 2.2 – Densidade demográfica de Portugal em 2011 (Fonte: INE, 2013).

Assim como observado no Brasil, é possível verificar, a partir da Figura 2.2, a alta densidade demográfica na zona litorânea de Portugal. De acordo com Barros (2015), essa desigual distribuição da população no território, é explicado pelo desenvolvimento social e económico das cidades litorâneas, nas últimas décadas, que se tornaram um atrativo para os fluxos migratórios.

Com o desenvolvimento urbano dessas cidades litorâneas, Barros (2015) aponta a necessidade, cada vez maior, da melhoria da infraestrutura desses centros urbanos, e conseqüentemente, da qualidade de vida

da população. Porém, de acordo com Barros (2015), essas cidades da região costeira, estão localizadas junto à foz de importantes rios, que são zonas constituídas por solos moles, que apresentam uma recente formação geológica.

Na imagem a seguir, Figura 2.3, está representado a localização dos principais depósitos de solos moles em Portugal, conforme o estudo de Esteves (2014).



Figura 2.3 – Principais depósitos de solos moles em Portugal continental (Fonte: ESTEVES, 2014).

Ao comparar os principais depósitos de solos moles, Figura 2.3, com as zonas de alta densidade demográfica em Portugal, Figura 2.2, é possível observar que as zonas mais ocupadas do país estão localizadas sobre depósitos de solos moles. Essa conclusão, é comprovada a partir da afirmação feita por Esteves (2014), de que esses solos de fracas características mecânicas suportam importantes obras de infraestrutura, como portos, estradas e ferrovias.

2.3 ORIGEM E FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES

Os solos moles, que possuem uma origem recente na escala de tempo geológica, foram formados, de acordo com Póvoa (2016 *apud* MASSAD, 1988), em dois diferentes ciclos de sedimentação: um na época do Pleistoceno e o outro na época do Holoceno. Ambos os ciclos, pertencem ao período quaternário,

conforme indicado na Figura 2.4, ocorreram acompanhados de uma intensa variação do nível do mar (Póvoa, 2016 *apud* MASSAD, 1988).

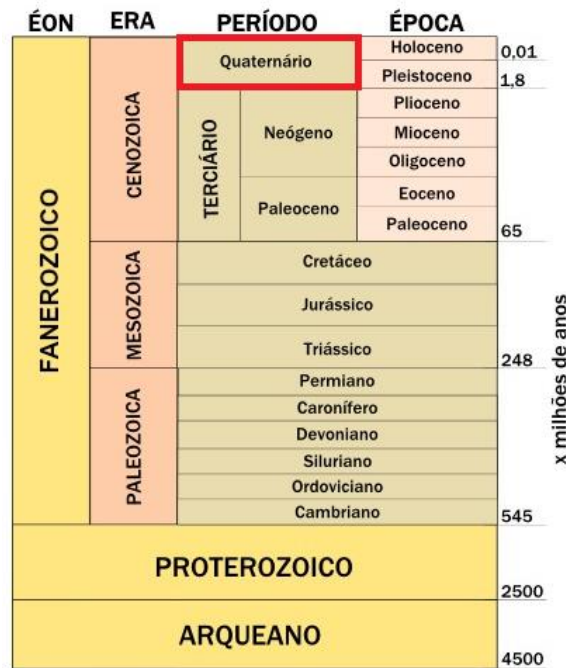


Figura 2.4 – Escala do tempo geológico, com destaque do período quaternário (Fonte: Adaptado do site Mundo Educação, 2017).

O primeiro ciclo de sedimentação, ocorrido por volta de 120 mil anos atrás, na época do Pleistoceno, foi acompanhado de uma elevação do nível do mar, segundo Póvoa (2016), de aproximadamente 8 m, dando origem aos sedimentos pertencentes à Formação Cananéia.

De acordo com Póvoa (2016), logo após a ocorrência dessa primeira sedimentação, houve o início da época glacial, responsável por uma redução drástica do nível do mar, de aproximadamente 130 m. Nesse período, houve uma grande movimentação das águas do mar, em direção as regiões setentrionais da terra, e também aos polos, dando origem as geleiras. Como consequência de toda essa movimentação das águas, ocorreu uma intensa erosão, que retirou uma considerável parte das partículas depositadas no primeiro ciclo de sedimentação, chegando em alguns pontos ao embasamento rochoso (Póvoa, 2016).

O início do segundo ciclo de sedimentação, conforme afirma Póvoa (2016), sucedeu ao final do fenômeno de glaciação, ocorrido na época do Holoceno. Esse ciclo também foi acompanhado de uma elevação do nível do mar, de aproximadamente 4 m, responsável pela sedimentação das partículas dos depósitos de solo atuais.

Ao final da época do Holoceno, Massad (2010) descreve que a regressão do nível mar foi um processo lento, interrompido por rápidas oscilações negativas. Todo esse processo, foi responsável pelo estado de pré-adensamento que as camadas superficiais de solos moles se encontram, reforçando a afirmação feita

por Esteves (2014), de que os atuais depósitos de solos moles ainda se encontram em um estado não consolidado.

Apesar dos solos moles serem encontrados nos mais variados ambientes, é comum que ele faça parte do subsolo das zonas costeiras e fluviais. Isso se deve, segundo Massad (2010), ao complexo processo de sedimentação ocorrido ao longo do tempo, responsável pela origem desse tipo de solo. São vários os fatores que influenciaram esse processo, como a velocidade e a salinidade da água, a composição e a quantidade de matéria em suspensão, e a presença e quantidade de matéria orgânica.

2.4 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS MOLES

Os solos moles, que constituem o subsolo de várias importantes obras de infraestrutura, é definido por Massad (2010) como solos de formação recente, que apresenta baixa resistência, com valor de N_{SPT} não superior a 4 e características de coesão e compressibilidade, resultantes da parcela argilosa presente no solo.

Esteves (2014 *apud* COELHO, 2000) também define os solos moles como um maciço de fracas características mecânicas, apresentando baixa resistência, baixa permeabilidade e alta compressibilidade, propriedade decorrente da consolidação secundária das argilas.

No entanto, apesar das propriedades mecânicas dos solos moles serem definidas conforme suas características gerais, Esteves (2014) alerta que essas propriedades podem apresentar elevadas variações, dentro de um mesmo depósito de solo mole, decorrentes do processo de formação desses maciços.

Essas variações de propriedades dos solos moles, segundo Póvoa (2016), são fortemente influenciados pela constituição mineralógica do maciço. Esse tipo de solo, de acordo com Massad (2010), podem ser constituídos por areias fofas ou por argilas moles. Já Esteves (2014), acrescenta que, na constituição desse tipo de solo, há uma predominância de grãos minerais, com significativo teor de matéria orgânica, originado a partir da decomposição de vegetais e animais.

As argilas, que fazem parte da constituição dos solos moles, conforme Póvoa (2016), são partículas cristalinas formadas por um restrito número de minerais, denominados de argilominerais. Nos solos moles, as argilas são constituídas por três tipos diferentes de argilominerais: a caulinita, a esmectita e a illita (Póvoa, 2016).

O argilomineral mais predominante nas argilas dos depósitos de solos moles, segundo Póvoa (2016), é a caulinita, que apresenta reduzidas propriedades de plasticidade e coesão, e além disso, não é uma partícula expansiva. Já a esmectita apresenta-se como um argilomineral expansivo em meio aquoso, com

propriedades de plasticidade e coesão. O último argilomineral, que é a illita, não possui características expansivas (Póvoa, 2016).

2.5 DISCUSSÃO

Como visto ao longo do capítulo, tanto o Brasil como Portugal apresentam uma elevada concentração populacional na zona costeira de seu território. Essa configuração da densidade populacional, está diretamente relacionada, em cada um dos países, com a história de formação e consolidação da população no território.

Devido a esta alta concentração populacional no litoral de ambos os países, obras de elevada importância para os grandes centros urbanos encontram-se apoiadas sobre depósitos de solos moles que, como já abordado, possuem uma localização próxima aos litorais.

Um dos principais problemas relacionados a essas construções, conforme afirma Baran (2014), é o recalque das fundações, que ocorre devido ao processo de assentamento desses solos, que se encontram em um estado não consolidado. As principais causas e manifestações patológicas estão abordados no próximo capítulo.

CAPÍTULO 3

ASSENTAMENTO DE EDIFÍCIOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os solos são constituídos, basicamente, por partículas sólidas e vazios. O vazios que existem entre as partículas de solo, podem ser preenchidas por água ou por ar. Segundo Oliveira (2012), todos os solos se deformam por conta da introdução de cargas, que geralmente ocorre pela instalação de construções. Essa transmissão de cargas da estrutura ao solo, ocorre por meio das fundações, que podem ser superficiais ou profundas.

O fenômeno de deformação do solo, pode ocorrer pelo processo conhecido por consolidação. Esse processo surge quando há uma variação volumétrica do solo, acompanhada pela percolação de água nos seus vazios (Oliveira, 2012).

Outros fatores também podem ser responsáveis pelo surgimento de recalque nas fundações que, de acordo com Milititsky *et al.* (2008), podem ser decorrentes do projeto, das características do solo, da execução dos elementos de fundação ou dos materiais constituintes da fundação. Se esses recalques, conforme afirma Oliveira (2012), desenvolverem-se de forma diferencial ao longo do plano de uma edificação, há o surgimento de tensões na estrutura, manifestadas através de fissuras na edificação.

3.2 PROCESSO DE ADENSAMENTO DOS SOLOS

O adensamento do solo, pode ser entendido, conforme afirma Rodrigues (2014 *apud* MARTINS, 2013), como um processo de expulsão de água dos vazios do solo, ocasionado pela compressão do solo. Esse processo, ao longo do tempo, é responsável pela redução do volume dos vazios do solo que, segundo Pinto (2006), é responsável por originar os recalques das edificações.

O processo de adensamento do solo, pode ser entendido através da Teoria de Terzaghi, apresentada por Taylor. De acordo com Pinto (2006), essa teoria pode ser melhor entendida quando é feita uma analogia

a mecânica de deformação das molas, pois, assim como nas molas, a deformação do solo é diretamente proporcional a carga que é aplicada. Na Figura 3.1 é ilustrado essa proporção de deformação das molas.

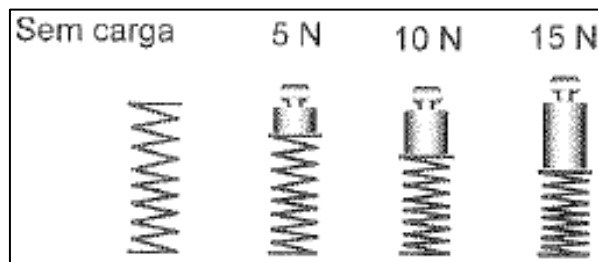


Figura 3.1 – Analogia entre a deformação do solo e a deformação de uma mola (Fonte: PINTO, 2006 *apud* TAYLOR, 1948).

Como já se sabe, o solo é constituído por partículas sólidas, água e ar. Segundo afirma Rodrigues (2014 *apud* LAMBE e WHITMAN, 1970), ao se aplicar uma carga no solo, a tensão é transmitida de partícula a partícula. Em solos saturados, a carga aplicada é suportada pela água, já que a água é um elemento menos compressível que as partículas sólidas (Pinto, 2006).

De acordo com Pinto (2006), quando a carga aplicada no solo gera tensões na água superiores ao equilíbrio com o meio externo, a água inicia o processo de percolação nos poros do solo, seguindo para as regiões de maior permeabilidade. Devido a isso, Oliveira (2012) afirma que em solos permeáveis, como as areias, o assentamento do solo ocorre em um curto intervalo de tempo, enquanto solos de menor permeabilidade, como as argilas, esse processo de assentamento ocorre em longos intervalos de tempo.

Independente do intervalo de tempo, a saída de água é um indicativo de diminuição dos vazios do solo. Conforme afirma Pinto (2006), essa saída de água é acompanhada de uma deformação do maciço de solo, originando os recalques nas edificações. Esse processo só termina quando toda a pressão que é aplicada ao solo, se torna um acréscimo de tensão efetiva.

3.3 PRINCIPAIS CAUSAS DAS ANOMALIAS

As anomalias que os elementos de fundação estão sujeitos, são decorrentes, segundo Fonseca (2007), de uma deficiente transferência do carregamento da estrutura para o solo de suporte. Para Neves (2010), todas as estruturas estão expostas aos movimentos de assentamento, principalmente após o início de sua utilização. Essas movimentações, podem ser originadas por diversos fatores, desde o carregamento do edifício até a alteração do comportamento do solo de fundação (Neves, 2010).

As principais anomalias que surgem nas fundações, segundo Neves (2010), são divididos em dois grandes grupos, que são: anomalias relacionadas com a falta de capacidade do solo e anomalias relacionadas com

problemas estruturais da fundação. Na Tabela 3.1 estão relacionados esses dois grandes grupos, com as principais causas dessas patologias.

Tabela 3.1 – Anomalias que ocorrem nas fundações e suas principais causas (Fonte: NEVES, 2010).

Anomalias	Principais Causas
Relacionadas com a falta de capacidade do solo	Rebaixamento do lençol freático
	Infiltrações de água da chuva
	Rompimento de canalizações
Relacionadas a problemas estruturais da fundação	Envelhecimento dos materiais constituintes

Como pode ser observado na Tabela 3.1, a movimentação da água no subsolo é a principal causa de anomalia das fundações, relacionadas com a falta de capacidade do solo. Isso ocorre porque, de acordo com Neves (2010), a movimentação desse líquido desestabiliza o equilíbrio do maciço de solo, alterando o valor das tensões efetivas no solo ou realizando um arraste de finos, que, conseqüentemente, leva ao surgimento ou ao agravamento dos assentamentos.

Para as anomalias relacionadas com problemas estruturais da fundação, a água também é o material responsável pelo surgimento dessas patologias. Segundo Neves (2010), o processo de envelhecimento dos materiais que constituem os elementos da fundação, estão relacionados com a movimentação da água, que promove uma ação de arraste dos materiais. Essa situação ainda é mais gravosa, quando a ação dessas águas está associada ao ataque de substâncias agressivas, que deterioram o betão e as armaduras existentes.

Além das causas já citadas, Gotlieb (1998) descreve mais algumas causas que também podem explicar o mal funcionamento das fundações, que são:

- Investigações geotécnicas insuficientes ou de má qualidade;
- Inadequada avaliação dos esforços originados pela estrutura;
- Adoção equivocada da tensão limite do solo ou da cota de apoio da fundação;
- Má execução dos elementos de fundação ou má qualidade dos materiais empregados; e,
- Alteração do carregamento da edificação por conta de uma mudança de utilização.

Os danos que são causados nas estruturas das edificações, conforme afirma Gotlieb (1998), podem ser causados por um fator ou por uma combinação dos fatores citados.

3.4 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Existem várias manifestações patológicas decorrentes do processo de mal funcionamento das fundações. No entanto, Fonseca (2007) afirma que a manifestação mais recorrente, é o surgimento de fissuras por toda a edificação. Na Figura 3.2 estão apresentados os padrões mais típicos de fissuração nas edificações, devido ao processo de movimentação do subsolo.

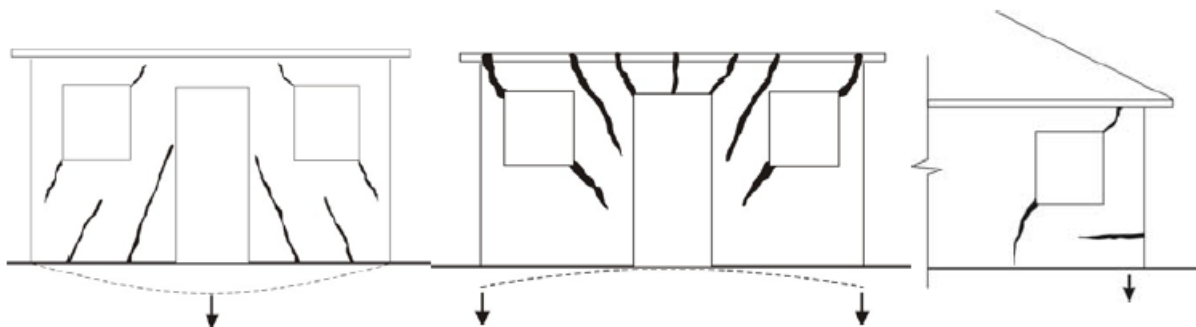


Figura 3.2 – Padrão de fissuração (Fonte: FONSECA, 2007 *apud* FEUP-GABEST, 1999).

Essas fissuras, de acordo com Fonseca (2007), surgem sempre que a resistência dos componentes que compõem a edificação é menor que as tensões originadas na estrutura, pelo processo de assentamento das fundações. Essas movimentações, segundo Neves (2010 *apud* BULLIVANT e BRADBURY, 1996), podem acumular deslocamentos, que são manifestados através de fissuras, e geram graves danos na estabilidade das edificações.

Além da fissuração, Gotlieb (1998) descreve algumas manifestações patológicas que também podem surgir, devido ao processo de recalque das fundações, que são:

- Excessiva deformação dos elementos de betão armado, ocasionando a concomitante perda de recobrimento da armadura e oxidação das barras de aço;
- Oxidação e corrosão de estacas de aço;
- Perda de secção em estacas de madeira; e,
- Desaprumos na estrutura.

Em decorrência do recalque das fundações, os danos originados na estrutura são divididos em três grupos, conforme as manifestações patologias que podem se desenvolver (Gotlieb, 1998). Esses danos estão descritos na Tabela 3.2 juntamente com as manifestações e a necessidade de reforço.

Tabela 3.2 – Principais danos apresentados por um edifício sujeito ao assentamento das fundações
(Fonte: GOTLIEB, 1998).

Dano	Manifestação Patológica	Necessidade de Reforço
Arquitetónico	Comprometimento da estética da edificação.	Pelo fato das manifestações patológicas não comprometerem a estabilidade estrutural da edificação, o reforço é optativo.
	Surgimento de fissuras nas paredes e acabamentos.	
	Quebra de painéis de vidro e de mármore.	
Funcional	Rompimento da rede de esgoto.	Por serem danos causados pelo uso da edificação, ao se chegar a um determinado valor limite de assentamento, recomenda-se realizar o reforço.
	Rompimento da rede de águas pluviais.	
	Desgaste excessivo dos trilhos-guia de elevadores.	
	Mal funcionamento de portas e janelas.	
Estruturais	Danos causados aos principais elementos estruturais da edificação: pilares, vigas e lajes	Para evitar o colapso da edificação, deve-se realizar um reforço imediato.

Dessa forma, visto que são muitos os inconvenientes causados pelo assentamento dos solos de fundação, é justificado a importância de se aplicar reforços nas fundações que minimizem os efeitos dos recalques diferenciais. Portanto, a seguir estão descritos as técnicas mais usuais de reforço das fundações.

3.5 TÉCNICAS USUAIS DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES

As técnicas de reforço das fundações, são utilizadas quando os danos podem gerar consequências irreversíveis à estrutura. Devido a isso, Gotlieb (1998) afirma que o reforço tem a principal função de aumentar a segurança da fundação original, por meio de técnicas que interferem no solo ou nos elementos estruturais da fundação existente.

Por se tratar de um trabalho bastante delicado, Gotlieb (1998) afirma que se trata também de um processo muito oneroso, sendo necessário realizar uma correta avaliação de viabilidade técnica e económica. Dentre os fatores condicionantes para a execução do reforço da fundação, estão o tipo de solo, o carregamento da estrutura e a disponibilidade de espaço para a execução do reforço (Gotlieb, 1998). Portanto, estão descritos a seguir, algumas das opções que são as mais utilizadas no reforço da fundação de edificações existentes.

3.5.1 Aumento da área de apoio

O aumento da área de apoio da fundação, é um tipo de reforço utilizado para fundações superficiais. Conforme afirma Neves (2010), essa técnica é executada com um alargamento da área de contato entre

a fundação e o solo. Esse tipo de reforço, é utilizado para corrigir as duas principais causas responsáveis pelo surgimento das manifestações patológicas, que são: o aumento do carregamento de uma edificação existente ou a adoção de um valor inadequado para a tensão do solo, acima do valor real (Gotlieb, 1998).

Esse tipo de reforço, utilizado geralmente para fundações do tipo sapata ou tubulão, é executado a partir da escolha de técnicas e materiais que garantam uma forte aderência entre o reforço e a fundação existente (Gotlieb, 1998). Para Neves (2010), no caso de reforço de sapatas, deve-se ter um cuidado especial, pois é necessário adotar tratamentos distintos para sapatas isoladas e para sapatas contínuas.

Em sapatas contínuas, o reforço é executado, conforme afirma Neves (2010), com o auxílio de longarinas de betão armado que ficam localizadas na periferia da sapata, sendo adotada uma largura suficiente para garantir que a tensão atuante seja menor que a tensão admissível do solo.

Para assegurar que o reforço, nesse tipo de sapata, funcione com a correta distribuição das tensões, Neves (2010 *apud* COELHO, 1996) descreve que deve ser adotado um cuidado especial durante a execução. Esse cuidado se baseia na suspensão da fundação existente durante a execução do reforço, sendo retirado essa suspensão após a finalização do alargamento. Caso essa medida não seja adotada, o reforço dessa fundação só funcionará para novas sobrecargas e assentamentos que surgirem (Neves, 2010).

Na Figura 3.3, é apresentado esse tipo de reforço em sapatas contínuas, no qual é utilizado vigas em betão armado, solidarizadas na fundação existente com o auxílio de varões pré-esforçados.

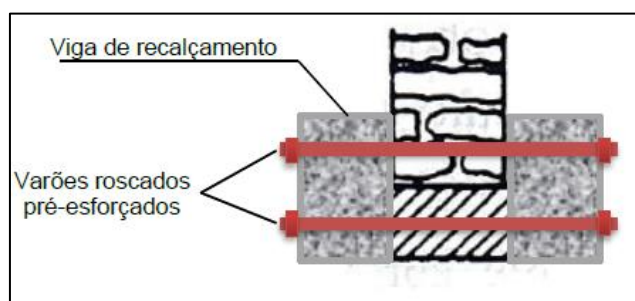


Figura 3.3 – Alargamento de uma sapata contínua com vigas de betão e varões de pré-esforço (Fonte: NEVES, 2010).

Para o alargamento de sapatas isoladas, Neves (2010) aponta que a suspensão dessa fundação também deve ser uma prática adotada durante a execução do reforço, pelo mesmo motivo que é feito em sapatas contínuas.

O reforço em sapata isoladas, segundo Neves (2010), geralmente é executado com uma camada adicional de betão. Para garantir uma adequada adesão entre as camadas de betão, Gotlieb (1998) afirma que deve ser utilizado elementos metálicos para fazer a ligação entre o betão existente e o novo, realizando também um escarificação superficial do betão existente e o uso de resinas colantes. Além disso, o betão

escolhido deve possuir um traço que assegure uma forte retração, garantindo, dessa forma, uma firme ligação entre o betão antigo e o novo. Na Figura 3.4 é esquematizado o reforço de uma sapata isolada.

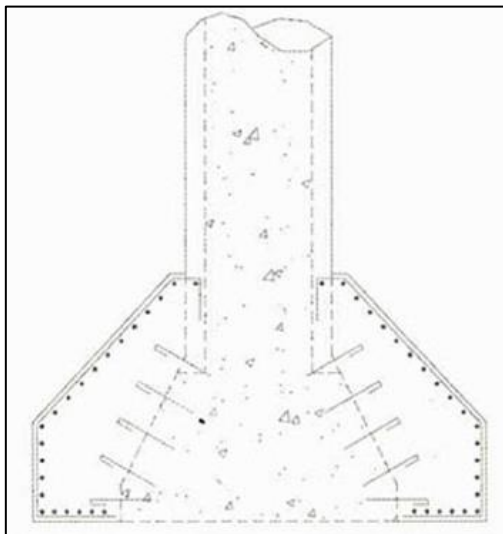


Figura 3.4 – Alargamento de uma sapata isolada (Fonte: ABMS/ABEF, 1998).

3.5.2 Melhoria das condições do solo

Apesar de existirem muitas técnicas de reforço que visam o melhoramento da resistência do solo, Neves (2010) afirma que os métodos mais competitivos são os que podem ser executadas em locais com espaço limitado e, ao mesmo tempo, apresentem baixas vibrações. Os métodos que apresentam essas características, são mais vantajosos pelo fato desse tipo de reforço ser comumente aplicado em casos de reabilitação de edifícios existentes (Neves, 2010).

Portanto, conforme afirma Gotlieb (1998), as técnicas que melhor se encaixam a estas exigências são as que utilizam injeções de nata de cimento ou de gel, sob elevadas pressões. Essas técnicas de injeção de calda, segundo Neves (2010 *apud* COELHO, 1996), se destacam por reduzirem o índice de vazios dos solos que, conseqüentemente, melhoram as propriedades mecânicas do solo *in situ*.

As técnicas de reforço, que tem o objetivo de melhorar as características mecânicas do solo existente, de acordo com Neves (2010 *apud* COELHO, 1996), devem satisfazer duas condições. A primeira condição se refere em obter um produto final, cuja resistência deve suportar o carregamento transmitido pela fundação. E a segunda condição, é referente ao volume de calda injetado, que deve ser suficiente para ultrapassar o bolbo do terreno. Dessa forma, satisfazendo a estas condições, a tensão transmitida ao terreno consegue ser inferior a tensão admissível do solo existente (Neves, 2010 *apud* COELHO, 1996).

Dentre as técnicas disponíveis no mercado, a que mais se adequa a estas condições impostas é o *jet-grouting*. Esta técnica de reforço de solo é a melhor opção, pois é um método bastante versátil, aplicado

em vários tipos de solo. A técnica de *jet-grouting*, tem como principais funções, aumentar a resistência do terreno e diminuir sua permeabilidade, utilizando jatos de calda de cimento, ar e água (Neves, 2010).

Como pode ser observado nas Figuras 3.5 e 3.6, a técnica de *jet-grouting*, conforme afirma Neves (2010), possui a vantagem de não necessitar de uma escavação prévia para a execução das colunas de solo-cimento, e dessa forma, evita a descompressão do solo.



Figura 3.5 – Equipamento de aplicação dos jatos
(Fonte: site PINI, 2011).



Figura 3.6 – Colunas de *jet-grouting* executadas
(Fonte: NEVES, 2010 *apud* PINTO [s.d.]).

3.5.3 Soluções com estacas

Esse tipo de solução, conforme afirma Neves (2010), é utilizado em situações que o terreno superficial não possui uma resistência adequada para suportar o carregamento oriundo da edificação. Portanto, nesses casos, há a necessidade de recorrer a métodos que transferem as cargas para camadas de solo mais competentes, que geralmente são camadas de solo mais profundas (Neves, 2010).

Sendo assim, a solução de reforço com o uso de estacas, é a alternativa mais adequada para realizar a transferência de cargas para camadas profundas de solo. Como o reforço das fundações são geralmente utilizados em situações de edifícios já danificados, Neves (2010) descreve que devem ser adotadas técnicas que possuem pouca interferência na estabilidade estrutural do edifício, ou seja, que produzem poucas vibrações. Abaixo estão descritas algumas técnicas que utilizam estacas para o reforço das fundações dos edifícios.

Estacas prensadas: esse tipo de estaca, que pode ser composta por betão armado pré-fabricado ou por perfil metálico, é comumente conhecido no meio técnico por estaca mega. Segundo Gotlieb (1998), essas estacas, que possuem reduzidos diâmetros, são formadas a partir da sobreposição de elementos, com comprimento que varia entre 0,50 m a 1,00 m. Nas Figuras 3.7 e 3.8 estão representados os segmentos das estacas mega, constituídas por betão armado pré-fabricado e por perfil metálico, respetivamente.



Figura 3.7 – Estacas mega em betão armado
(Fonte: site ESTACA FORTE, 2018).



Figura 3.8 – Estacas mega em perfis metálicos
(Fonte: site TECHNIQUES, 2018).

A execução desse tipo de reforço não utiliza equipamentos de grandes dimensões, pois conforme afirma Gotlieb (1998), a instalação dos segmentos das estacas é feito com o auxílio de um macaco hidráulico, que deve ter uma reação contra a estrutura ou contra a própria fundação. Dessa forma, esse tipo de estaca é recomendado em locais com acesso limitado de pessoas e equipamentos, possuindo também a vantagem de não promover vibrações no solo (Gotlieb, 1998).

Para a instalação dos segmentos das estacas desse tipo de reforço, Gotlieb (1998) afirma que, em alguns casos, há a necessidade da construção de vigas em betão armado, embutidas na alvenaria, já que esta estrutura não é capaz de suportar os esforços provenientes da reação do macaco hidráulico. Nas Figuras 3.9 e 3.10 são ilustrados a instalação dessas estacas.

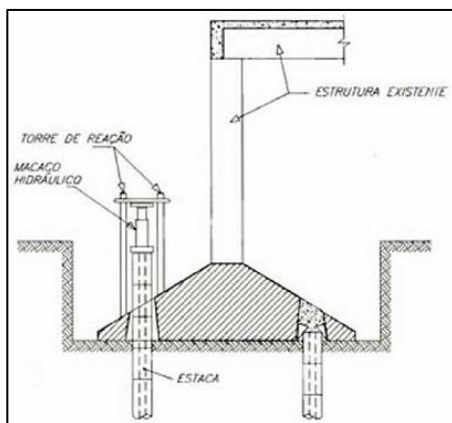


Figura 3.9 – Corte esquemático da instalação de estacas mega (Fonte: ABMS/ABEF, 1998).



Figura 3.10 – Instalação de estacas mega (Fonte: site REFORT FUNDAÇÕES, 2018).

Estacas injetadas: as estacas injetadas, conforme afirma Gotlieb (1998), possuem a característica em comum de serem executadas por meio de perfuração com água. Faz parte desse grupo, estacas tipo raiz e as microestacas, que possuem a vantagem de também serem executadas em locais de altura reduzida,

uma vez que os equipamentos necessários para a execução desse tipo de reforço não possuem grandes dimensões (Gotlieb, 1998).

A escolha desse tipo de reforço, leva a um processo de estudo das vantagens e desvantagens da execução dessas estacas. Segundo Gotlieb (1998), uma das vantagens desse grupo é a produção de pouca vibração, que ajuda a preservar a estabilidade das fundações, que já se encontram comprometidas. No entanto, pelo fato de se utilizar água para auxiliar na perfuração das estacas, existe a desvantagem de instabilização das fundações já existentes.

É grande a versatilidade de execução dessas estacas, podendo serem executadas tanto na direção vertical como inclinadas, tendo ainda a possibilidade de perfurar sapatas ou blocos de coroamento (Gotlieb, 1998). Nas Figuras 3.11 e 3.12 estão ilustradas as estacas utilizadas nesse tipo de reforço.



Figura 3.11 – Execução de microestacas (Fonte: site TEC GEO, 2018).

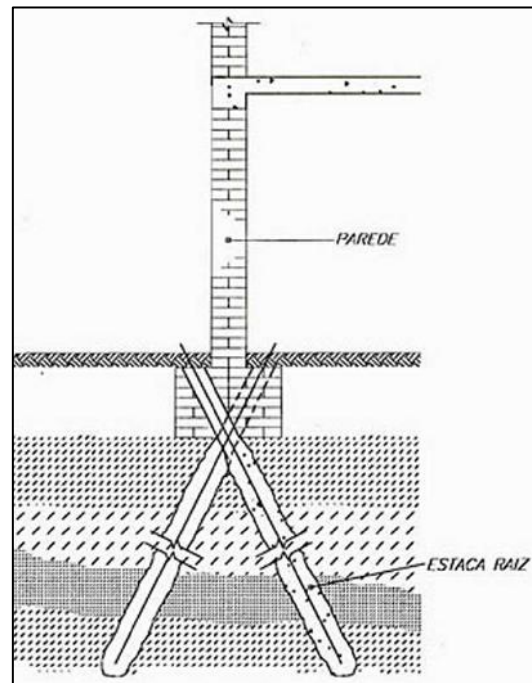


Figura 3.12 – Esquema de estaca raiz inclinada (Fonte: ABMS/ABEF, 1998).

Estacas convencionais: para casos em que a limitação de espaço não é uma condição para a construção do reforço, Gotlieb (1998) afirma que pode ser adotado uma solução em estacas convencionais, como estacas pré-moldadas de betão armado, estacas em perfis metálicos ou estacas de betão armado moldadas *in loco*, como a estaca *Strauss*.

3.6 DISCUSSÃO

As fundações, conforme afirma Milititsky *et al.* (2008), representam por volta de 4 % do orçamento total de uma obra, para casos mais convencionais. Portanto, uma boa execução, acompanhada da correta

escolha do tipo de fundação, são práticas importantes para se obter construções cada vez mais seguras e duráveis. No entanto, há casos em que ocorrem patologias associadas às fundações que, além de gerar gastos onerosos com o reforço, também causam transtornos aos usuários da edificação (Gotlieb, 1998).

Como já abordado, existe um grande número de soluções para conter o assentamento dos edifícios. Porém, segundo Gotlieb (1998), a escolha da técnica a ser utilizada depende de três fatores importantes, que são: viabilidade técnica, viabilidade econômica e viabilidade executiva com segurança.

Dentre todas as alternativas, o *jet-grouting* surge uma técnica inovadora, capaz de realizar o reforço das edificações que apresentam problemas de assentamento das fundações. Por se tratar ainda de uma nova tecnologia, existem muitos aspectos a serem estudados acerca desse tipo de reforço de solo, que estão abordados nos próximos capítulos.

CAPÍTULO 4

JET-GROUTING

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O *jet-grouting*, é uma tecnologia utilizada para melhorar as características mecânicas de solos que apresentam uma baixa capacidade resistente. Essa técnica se baseia, conforme afirma Roberto (2012), na injeção de calda de cimento sob elevada pressão, originando corpos de solo-cimento com melhores propriedades geotécnicas que o solo inicial.

Logo após o surgimento do *jet-grouting*, por volta da década de 70, ocorreu uma rápida difusão dessa tecnologia pelo mundo. Esse fato, deve-se a grande versatilidade de aplicação em diferentes tipos de solo, e também a aplicabilidade nos mais variados tipos de obra, desde túneis a reforço de fundações (Marques, 2008).

No entanto, o *jet-grouting*, assim como qualquer outra tecnologia recente, necessita de pesquisas e estudos, para que essa técnica se torne cada vez mais conhecida e mais competitiva no mercado da engenharia civil. Portanto, este capítulo tem o objetivo de abordar acerca do atual estado de conhecimento do *jet-grouting*, apontando as divergências existentes no dimensionamento dessa tecnologia, quando aplicada como reforço da fundação de edifícios existentes, assentados sobre solos moles.

4.2 CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

O corte do solo, a partir da utilização de jatos de água, aplicados sob elevadas pressões, foi a ideia precursora da tecnologia de *jet-grouting*. Segundo Roberto (2012), o processo de desagregação das partículas do solo, empregando essa técnica de jato de água, já era um processo utilizado nas minas de carvão nos Estados Unidos, durante a década de 60.

Em 1962, ao observar essa técnica de desagregação do solo, uma empresa britânica desenvolveu, segundo Roberto (2012), um método de construção de cortinas de estanqueidade para solos arenosos. Nesse método construtivo, uma haste, que aplicava jatos nas direções radial e vertical, era introduzida no solo até atingir a profundidade desejada. Ao chegar na cota projetada, os jatos de água eram substituídos por jatos de calda fina, originando colunas com melhores propriedades mecânicas que o solo original.

No entanto, segundo Croce *et al.* (2014), é reconhecido que a técnica do *jet-grouting* surgiu no Japão, em 1974. A experiência americana, de corte de solo a partir de jatos de água, foi responsável pela inspiração de um grupo de pesquisadores japoneses. Esses pesquisadores, injetaram no solo, jatos contendo um fluido aglutinante, que exercia duas funções principais: desagregação do solo e aplicação de uma calda contendo aglutinante. Dessa forma, faziam surgir colunas, responsáveis pela melhoria das características mecânicas do solo (Croce *et al.*, 2014).

A primeira versão patenteada do *jet-grouting*, conhecida por *Chemical Churning Pile* (CCP), foi desenvolvida por Nakanishi, em 1970. Esse método, de acordo com Roberto (2012), utilizava ligantes químicos para fazer a calda aglutinante. No entanto, como esses ligantes eram prejudiciais ao meio ambiente, logo foram substituídos.

Essa substituição, conforme afirma Roberto (2012), ocorreu através de uma empresa italiana, que trocou os ligantes químicos por cimento, alterando o nome da técnica para *Cement Churning Pile*, conhecida atualmente por sistema de jato simples. Xanthakos *et al.* (1994) afirmam que, apesar da alteração do nome, esse método continuou sendo conhecido pela sigla CCP.

Ainda no início dos anos 70, de acordo com Croce *et al.* (2014), um outro grupo de pesquisadores japoneses, Yahiro e Yoshida, desenvolveram o método que ficou conhecido por *jet grout*. Esse método, segundo Xanthakos *et al.* (1994), consistia na aplicação de um jato de água horizontal, em alta velocidade, para realizar a erosão do solo. Após o solo erodido, era injetado uma argamassa de cimento a partir do bocal inferior da haste, formando painéis de material cimentado.

Em 1975, Yahiro desenvolveu uma evolução do método de *jet grout*, que passou a ser conhecido por *column jet grout* (CJG), ou método de *Kajima*. Segundo Roberto (2012), essa evolução se baseou no movimento de rotação da haste, por onde eram aplicados os jatos, sendo possível obter colunas de solo-cimento. Outro item incluso nessa evolução foi o jato de ar, que passou a envolver o jato de água, ambos responsáveis pela desagregação mais eficiente do terreno. Essa técnica, é atualmente conhecida por sistema de jato triplo.

No final da década de 70, segundo Roberto (2012), Nakanishi desenvolveu uma técnica denominada de *Jumbo Jet Special Grout* (JSG). Essa técnica foi desenvolvida a partir do CCP, e se diferencia por utilizar um

jato de ar comprimido envolvendo o jato de calda, com o propósito de obter colunas de diâmetros maiores (Roberto, 2012). Essa técnica, atualmente é conhecida por sistema de jato duplo.

Em 1980, surgiu o *Super Soil Stabilization Management* (SSS-MAN), que é uma técnica desenvolvida com uma metodologia diferente. Segundo Roberto (2012), essa metodologia se baseia na execução de um furo piloto, que aumenta por meio da injeção de jato de ar com elevada pressão. Após aberto, o furo é preenchido com uma calda aglutinante.

A Figura 4.1 resume, em um fluxograma, a evolução da técnica do *jet-grouting*.

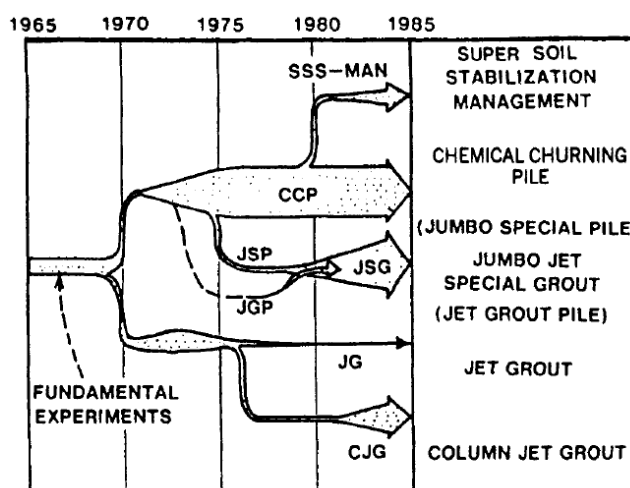


Figura 4.1 – Fluxograma da evolução da técnica de *jet-grouting* (Fonte: XANTHAKOS; ABRAMSON; BRUCE, 1994, p.581 *apud* MIKI; NAKANISHI, 1984).

A introdução do *jet-grouting* na Europa, ocorreu em 1970, através de uma competição internacional para a estabilização do solo da torre de Pisa, na Itália. Conforme Croce *et al.* (2014), tanto o CCP quanto o *jet grout* chamaram a atenção de empresas italianas, sendo o CCP apontado como uma das cinco soluções possíveis para a solução do problema geotécnico. A partir da década de 70, Roberto (2012) afirma que a tecnologia do *jet-grouting* foi se tornando cada vez mais conhecida em todo o planeta.

No Brasil, o *jet-grouting* começou a ser utilizado em 1980. Já em Portugal, a introdução dessa técnica foi mais tardia, em 1993, quando foi utilizada para fazer o reforço da fundação de um edifício em Setúbal (Roberto, 2012).

4.3 DESCRIÇÃO DA TÉCNICA

O *jet-grouting* é uma técnica utilizada para melhorar as propriedades mecânicas do solo existente. De acordo com Roberto (2012), a melhoria das características do solo, são alcançadas com a elevação de sua resistência, e a concomitante redução de sua deformabilidade e permeabilidade.

O princípio de funcionamento dessa tecnologia, segundo Roberto (2012), se baseia na aplicação de um jato de calda de cimento, com uma elevada pressão. Esse jato, ao mesmo tempo que provoca a desagregação do solo, também promove uma mistura entre a calda de cimento e as partículas do solo desagregado.

Essa desagregação do solo, ocorre devido a alta pressão com que o fluido é bombeado para a haste de aplicação. De acordo com Carletto (2009), o fluido pode atingir velocidades entre 200 m/s a 400 m/s, sendo que toda a energia potencial que a bomba transfere ao fluido, é convertida em energia cinética assim que a calda de cimento atravessa o bocal (Carletto, 2009).

Esses bocais, por onde são aplicados os fluidos, estão localizados na extremidade inferior da haste de aplicação, possuindo um diâmetro que varia entre 2 mm a 4 mm (Carletto, 2009). As hastes de aplicação, que possuem um movimento rotacional, dão origem as colunas de solo-cimento, através da sua lenta extração do subsolo (Carletto, 2009). Portanto, é dessa forma que, o produto final do *jet-grouting*, apresenta melhores propriedades mecânicas e hidráulicas que o solo existente. Na Figura 4.2 é ilustrado o princípio de funcionamento da haste de aplicação do *jet-grouting*.

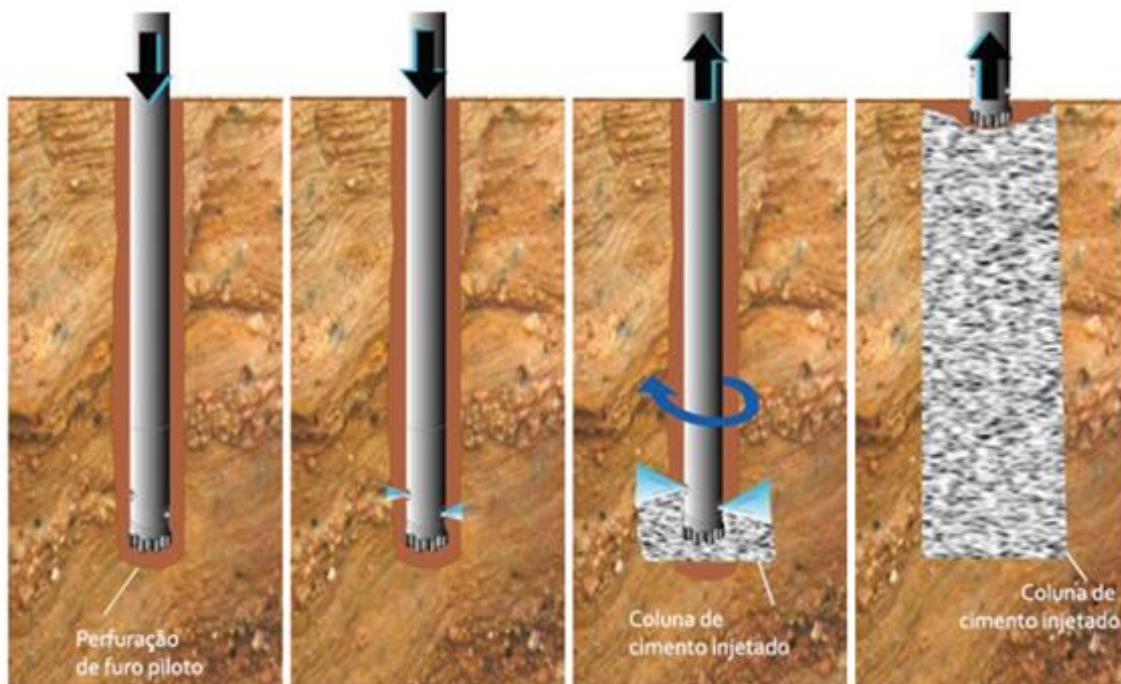


Figura 4.2 – Funcionamento da haste de aplicação (Fonte: adaptado de COSTA FORTUNA, p. 3, [s.d.]).

O *jet-grouting*, conforme pode ser observado na Figura 4.3, é uma técnica que possui uma enorme versatilidade de aplicação. Segundo Roberto (2012), essa tecnologia pode ser aplicada nos mais variados tipos de solos, desde solos incoerentes, como as areias e os seixos, até em solos coesivos, como as argilas.

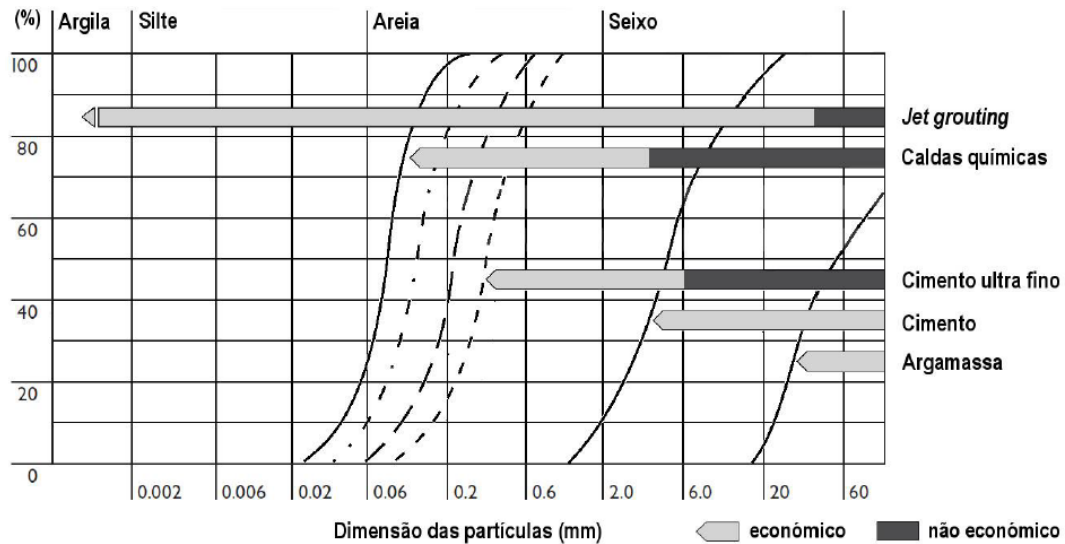


Figura 4.3 – Versatilidade de aplicação da técnica de *jet-grouting* (Fonte: SANTOS, 2014, p. 44 *apud* HAYWARD BAKER, 2004).

Portanto, conforme afirma Carletto (2009), o *jet-grouting* é uma técnica hidrodinâmica, que se baseia na formação de novos elementos, cujo material final apresenta melhores propriedades mecânicas do que os materiais responsáveis pela sua origem, que são a calda de cimento e o solo existente no local. Além disso, essa técnica de reforço de solo é pouco invasiva, já que não necessita de uma pré-escavação para a execução das colunas de solo-cimento (Roberto, 2012).

4.3.1 Principais aplicações

Pelo fato do *jet-grouting* ser uma técnica aplicável em praticamente todos os tipos de solo, Carletto (2009) afirma que essa tecnologia possui uma enorme variedade de aplicação. Algumas das aplicações mais comuns dessa tecnologia, Figuras 4.4 a 4.7, estão ilustradas a seguir.

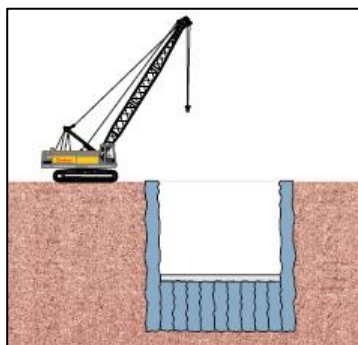


Figura 4.4 – *Jet-grouting* aplicado em poços de contenção (Fonte: BRASFOND, 2015, p. 84).

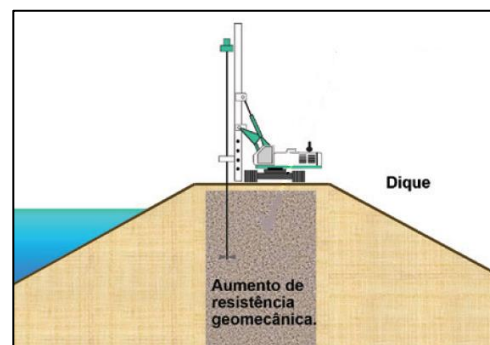


Figura 4.5 – *Jet-grouting* aplicado em barragens (Fonte: adaptado de COSTA FORTUNA, p. 06).

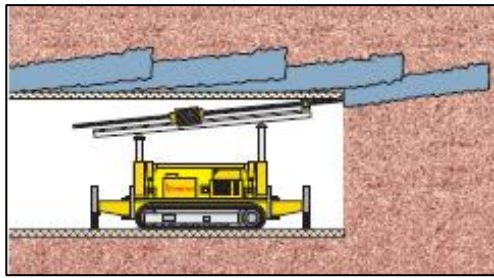


Figura 4.6 – *Jet-grouting* aplicado em túneis
(Fonte: BRASFOND, 2015, p. 84).

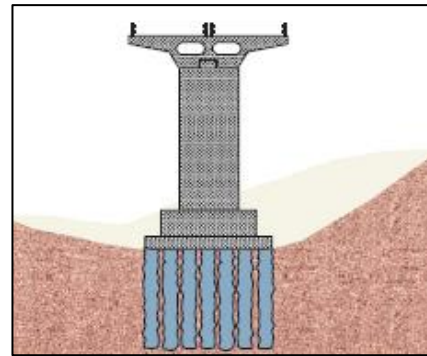


Figura 4.7 – *Jet-grouting* aplicado no reforço de fundações
(Fonte: BRASFOND, 2015, p. 84).

4.3.2 Vantagens e desvantagens

Assim como qualquer outra técnica, o *jet-grouting* também possui vantagens e desvantagens, que exercem influência na escolha dessa tecnologia para as suas diversas aplicações. As principais vantagens e desvantagens, apontadas por Correia (2014), estão descritas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Principais vantagens e desvantagens da técnica de *jet-grouting* (Fonte: CORREIA, 2014).

VANTAGENS	DESvantagens
Possibilidade de execução em locais com limitação de espaço	Baixa resistência à tração e à flexão, na ausência de varões metálicos
Não produz excessivas vibrações	Geração de grande quantidade de refluxo
Versatilidade de aplicação nos mais variados tipos de solo	Altos custos de execução e controle de qualidade das colunas
Possui uma rápida execução, sem a necessidade de manutenção	Dificuldade de execução em solos muito coesivos
As colunas de solo cimento são executadas em qualquer direção	Dificuldade de aferição das dimensões das colunas executadas

4.3.3 Materiais

A calda de cimento, composta por uma mistura entre água e cimento, é o material mais significativo no processo de construção das colunas de *jet-grouting*. No entanto, a norma *British Standard* - BS EN 12716:2001, especifica que podem ser adicionados à mistura, aditivos ou outros materiais, cujo propósito é melhorar as propriedades finais dos corpos de solo-cimento. Na Tabela 4.2, estão relacionadas algumas das principais especificações e adições para a calda de cimento, presentes na BS EN 12716:2001.

Tabela 4.2 – Principais critérios para a mistura água-cimento (Fonte: BS EN 12716:2001).

BS EN 12716: 2001	
CRITÉRIO	ESPECIFICAÇÃO
Relação água/cimento	Essa relação deve variar entre 0,5 a 1,5 (em peso).
Aditivos	Impermeabilização Estabilização Plastificação
Materiais adicionais	Bentonita Cinzas voláteis

4.3.4 Equipamentos

Para executar colunas de *jet-grouting*, é necessário utilizar vários equipamentos que, em conjunto, formam um sistema. A seguir, estão descritos cada um dos equipamentos utilizados na construção desses corpos de solo-cimento.

- **Central de calda de cimento:** essa central, conforme afirma Neves (2010), é composta basicamente por um silo de cimento e um reservatório de água. Eventualmente, pode ser que haja um depósito de aditivos ou de outros materiais, utilizados para melhorar o desempenho do material solo-cimento (Santos, 2014);
- **Central misturadora:** os equipamentos que compõem essa central, são responsáveis por garantir o consumo de cimento e a qualidade do fluido utilizado na fase de injeção (Neves, 2010). Para isso, a central misturadora é composta por balança, agitador e misturador, garantindo, dessa forma, uma calda de cimento conforme o que está especificado no projeto (Correia, 2014);
- **Bomba de injeção de alta pressão:** bomba responsável pela injeção de fluidos que, segundo Neves (2010), deve possuir uma pressão mínima de 50 MPa. Como são bombeados dois fluidos, é necessária que haja uma bomba para cada um dos fluidos;
- **Compressor:** equipamento utilizado, de acordo com Neves (2010), para os sistemas duplo e triplo de *jet-grouting*. Esse equipamento é responsável pela constante alimentação de ar, a elevada pressão, para esses dois tipos de sistemas de *jet-grouting*;
- **Mangueiras flexíveis:** são mangueiras que devem possuir duas funções básicas. A primeira função, consiste em ligar as bombas de alta pressão ao topo da haste de aplicação e, dessa forma, alimenta a haste com os fluidos, e a segunda função, consiste em resistir a elevada pressão com que os fluidos são transportados (Neves, 2010);
- **Sistema de furação e injeção:** é composto por uma haste oca, de grande espessura, por onde passam os fluidos com elevada pressão (Neves, 2010). Possui também uma cabeça de rotação fixa

na haste, sendo que na extremidade inferior dessa haste, existe uma coroa, cuja função é realizar a furação do solo. Logo acima dessa coroa, estão localizados os bocais por onde são aplicados os jatos (Santos, 2014);

- **Bomba de refluxo e depósito:** o refluxo, que é um resíduo oriundo do processo de execução das colunas de *jet-grouting*, conforme afirma Santos (2014), deve ser gerido assim como outros resíduos que são gerados em obra. Para realizar a gestão desse resíduo, é necessário a utilização de uma bomba que direcione o refluxo para um depósito, no qual ficará armazenado até ser destinado a um local adequado para o tratamento ou descarte (Santos, 2014).

A Figura 4.8 ilustra, de forma esquemática, os equipamentos utilizados em um estaleiro para a execução de colunas de *jet-grouting*.

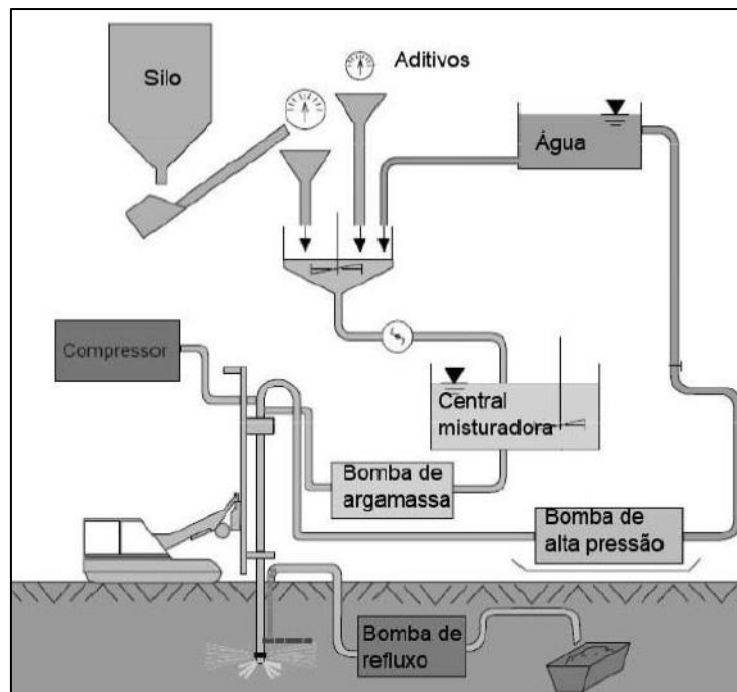


Figura 4.8 – Sistema de equipamentos de *jet-grouting* utilizados em um estaleiro (Fonte: PINTO, 2010).

Dentre as várias técnicas de reforço que existem no mercado, o *jet-grouting*, conforme afirma Santos (2014 *apud* Hayward Baker, 2004), possui uma grande versatilidade de aplicação, devido a considerável quantidade de equipamentos existentes, que são responsáveis pela execução desse tipo de reforço de solo.

Ao analisar a Figura 4.9, observa-se que existem equipamentos de diferentes tamanhos. Portanto, a técnica de *jet-grouting*, permite executar colunas de solo-cimento tanto em locais a céu aberto, quanto em locais com uma limitação de espaço, como no interior de edifícios.

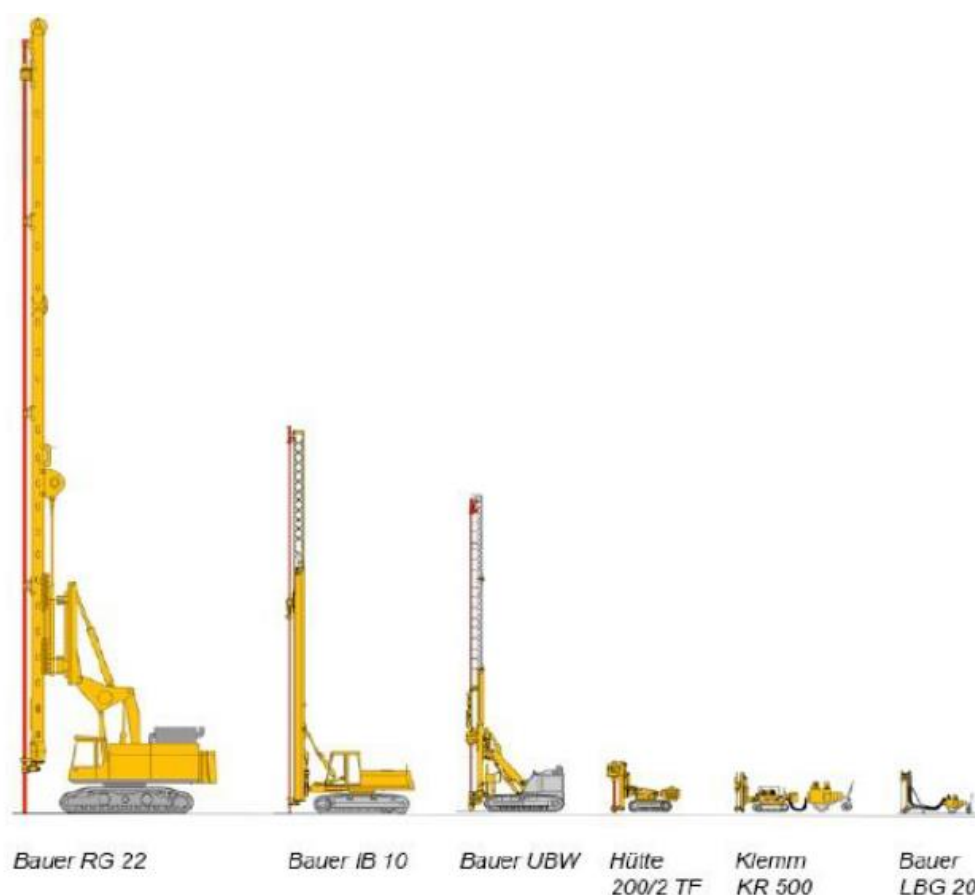


Figura 4.9 – Diferentes equipamentos de furação e injeção (Fonte: PINTO, 2010).

Para garantir sucesso no produto final, visto que essa técnica utiliza equipamentos de diferentes tamanhos, Correia (2014) afirma que essas máquinas estão conectadas a um monitor computadorizado. Dessa forma, além de proporcionar um maior controle de qualidade, permite também um maior controle no processo de furação e injeção (Correia, 2014).

4.3.5 Geometria das colunas

A metodologia executiva das colunas de *jet-grouting*, baseada no levantamento de uma haste de aplicação de jatos com movimento de rotação, faz surgir corpos de solo-cimento com diversas geometrias. Segundo Neves (2010), as geometrias assumidas pelas colunas de *jet-grouting*, variam conforme o ângulo de rotação da haste, desde a uma coluna, quando a haste sobe com uma rotação de 360°, até um painel, quando a haste sobe com ausência de rotação.

De acordo com Neves (2010), a escolha da geometria do corpo de *jet-grouting*, vai depender da finalidade pela qual esse elemento está sendo executado. Na Figura 4.10, é possível observar as diferentes geometrias que os elementos de *jet-grouting* podem assumir.

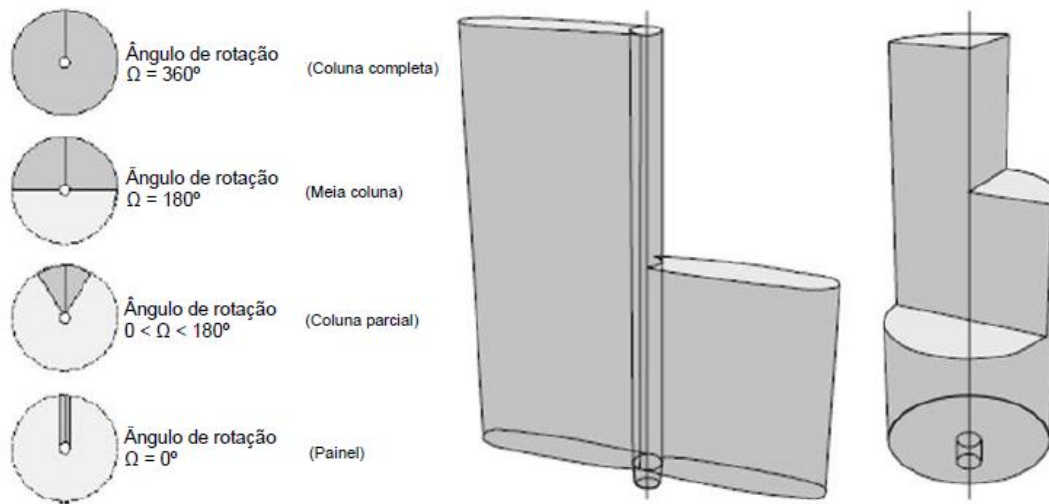


Figura 4.10 – Diferentes geometrias dos corpos de *jet-grouting* (Fonte: NEVES, 2010 *apud* PINTO, 2010).

4.4 ETAPAS DE EXECUÇÃO DAS COLUNAS DE *JET-GROUTING*

Um ciclo completo de execução de uma coluna de *jet-grouting*, é composta por cinco etapas principais, de acordo com a ABEF (2012), que estão descritas a seguir, e ilustrada na Figura 4.11.

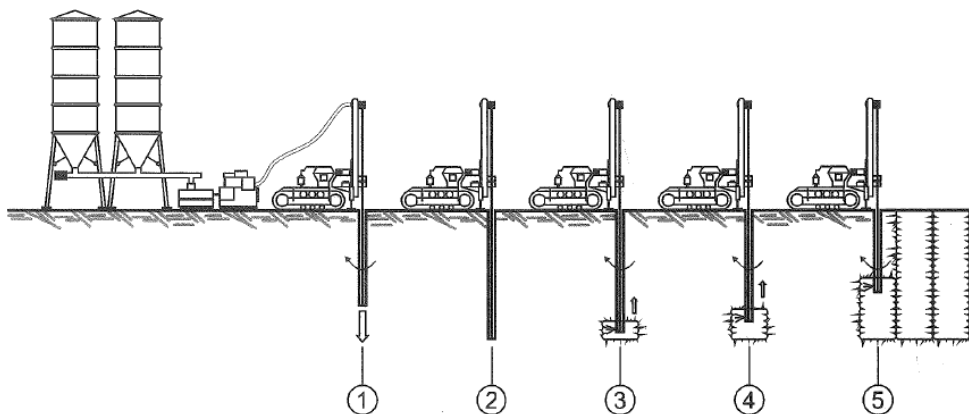


Figura 4.11 – Etapas de execução das colunas de *jet-grouting* (Fonte: ABEF, 2012, p. 458).

4.4.1 Início da perfuração

Como indicado na Figura 4.11, a etapa 1 corresponde ao início da perfuração para a construção de uma coluna de *jet-grouting*. De acordo com Correia (2014 *apud* BRITO, 2002), a perfuração é iniciada somente após o nivelamento do equipamento e o alinhamento da haste de aplicação dos jatos, que deve coincidir com o eixo da coluna de *jet-grouting* que será executada.

A haste, conforme afirma Santos (2014 *apud* CHU *et al.*, 2009), possui um pequeno diâmetro que varia entre 90 mm e 130 mm. Essa peça é dotada de um movimento rotacional que, com o auxílio de um jato de água na direção vertical, realiza o furo até a cota projetada.

4.4.2 Fim da perfuração

O final da etapa de perfuração do solo, ocorre quando os bicos de injeção dos jatos atingem a cota de fundo projetada para as colunas de *jet-grouting*, conforme pode ser observado na etapa 2 da Figura 4.11. Nesse momento, cessa a alimentação do jato de água, utilizado para fazer a perfuração, e inicia-se o processo de injeção de jatos, que também serão aplicados através da mesma haste que realizou a perfuração (Correia, 2014 *apud* BRITO, 2002).

4.4.3 Injeção do jato

Com a haste posicionada na cota de fundo da futura coluna de *jet-grouting*, inicia-se o processo de injeção de jatos, conforma a etapa 3 da Figura 4.11. Os fluidos, que possuem elevadas pressão e velocidade, segundo Santos (2014), são aplicados através de pequenos orifícios, localizados na extremidade inferior da haste de aplicação, denominados de bocais. Esses bocais, que estão dispostos transversalmente ao eixo da haste, são responsáveis por produzirem os jatos na direção horizontal.

4.4.4 Levantamento da haste

A etapa 4, que está exemplificada na Figura 4.11, corresponde ao processo de levantamento da haste de aplicação dos jatos. De acordo com Santos (2014), essa ascensão da haste ocorre com uma velocidade controlada, até atingir uma cota próxima a superfície do terreno. O levantamento da haste, segundo Correia (2014 *apud* BRITO, 2002), pode ocorrer com ou sem o movimento de rotação, gerando dessa forma, corpos de *jet-grouting* com diferentes geometrias, desde painéis a colunas.

Nesta etapa, há formação de refluxo, oriundo do processo de injeção dos jatos. Conforme afirma Correia (2014 *apud* BRITO, 2002), é importante que se mantenha a continuidade do regime hidráulico nessa fase, com a retirada do refluxo. Esse processo de retirada do refluxo, que normalmente é direcionado para poços abertos, evita a transmissão de pressões ao maciço de solo, que poderiam originar deformações e causar levantamentos na superfície do terreno, comprometendo estruturas adjacentes ao furo.

4.4.5 Fim da aplicação do jato e reinício do processo

A aplicação dos jatos chega ao final, como pode ser observado na fase 5, Figura 4.11, quando os bocais da vara de aplicação chegam a uma cota próxima da superfície do terreno. De acordo com Correia (2014), é deixado essa margem de espessura no terreno, para que a forte pressão dos jatos não comprometam a

segurança dos operários. Após chegar nessa cota, Santos (2014) descreve que ocorre a selagem do furo e a conclusão da fase de injeção.

Finalizada a execução da coluna de *jet-grouting*, Santos (2014) afirma que ocorre o reinício do processo, com o posicionamento do equipamento no próximo furo a ser executado. O processo pode ser repetido, após a coluna executada atingir o tempo de cura necessário, ou pode ser executada como descrito na BS EN 12716: 2001, pela sequência executiva *fresh in fresh*, não necessitando aguardar o tempo de cura.

4.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE APLICAÇÃO DO *JET-GROUTING*

A técnica de *jet-grouting*, pode ser dividida em três principais categorias de aplicação. Essa divisão, conforme afirma Carletto (2009), considera o número de jatos que são aplicados no subsolo, sendo divididos em: sistema de jato simples, sistema de jato duplo e sistema de jato triplo. A seguir estão descritos cada um desses três sistemas, com suas vantagens e suas limitações.

4.5.1 Sistema de jato simples

Dentre os métodos de aplicação de *jet-grouting*, o sistema de jato simples é o mais básico de todos. De acordo com Sousa (2011 *apud* BOTTO, 2001), isso se deve ao fato de ser utilizado apenas um jato, de calda de cimento, com dupla função: realizar o corte e a erosão das partículas de solo e promover a cimentação das colunas de *jet-grouting*.

Apesar de Sousa (2011 *apud* RODRIGUES, 2009) descrever que a calda de cimento é injetada no solo com uma elevada velocidade, por volta de 200 m/s, Abramento *et al.* (1998) afirmam que este sistema é o que possui menor alcance, executando colunas que atingem entre 0,40 m a 0,80 m de diâmetro e pressão de jato que varia entre 20 MPa a 45 MPa.

Nas Figuras 4.12 e 4.13 estão representados os detalhes da injeção e da haste de aplicação do sistema de jato simples.

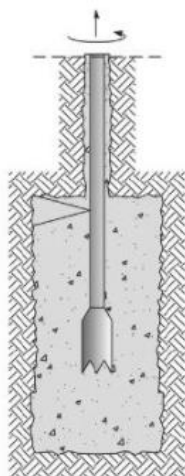


Figura 4.12 – Injeção do jato para o sistema de jato simples (Fonte: CROCE *et al.*, 2014, p. 14).

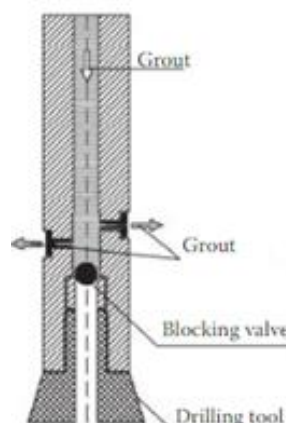


Figura 4.13 – Corte da haste de aplicação do sistema de jato simples (Fonte: CROCE *et al.*, 2014, p. 15).

Esse sistema, também designado por CCP, é aplicado, conforme afirma Sousa (2011 *apud* CARRETO, 1999), em solos coesivos com uma faixa de valores de N_{SPT} que variam entre 5 a 10 golpes, e em solos não coesivos para N_{SPT} com valores de até 20 golpes. Para faixas de solo com N_{SPT} fora desses intervalos, o processo de *jet-grouting* se torna ineficiente, pois gera um alto esforço energético na desagregação das partículas de solo, devido a resistência que os solos mais consistentes impõem à ação do jato (Sousa, 2011 *apud* CARRETO, 1999).

4.5.2 Sistema de jato duplo

O sistema de jato duplo, também denominado de JSG, se diferencia do sistema de jato simples, conforme afirmam Croce *et al.* (2014), devido a adição de mais um fluido para a execução dos corpos de solo-cimento, que é o jato de ar.

A aplicação do sistema de jato duplo, conforme afirma Sousa (2011), é similar ao CCP. Porém, o sistema de jato duplo se diferencia pela existência de duas hastes coaxiais, por onde passam os diferentes fluidos. Na haste central, circula a calda de cimento. Na haste anelar, é transportado o ar comprimido que, segundo Abramento *et al.* (1998), se encontra com a calda de cimento na saída do bocal, aumentando o alcance desse sistema de jato.

A presença do ar comprimido no sistema de jato duplo, conforme afirmam Croce *et al.* (2014), é responsável por aumentar a eficácia desse sistema de *jet-grouting*. O ganho de eficácia desse sistema, ocorre devido a uma redução da perda de energia que, conseqüentemente, faz surgir colunas de solo-cimento com diâmetros maiores. Nas Figuras 4.15 e 4.16, é possível observar os detalhes da injeção e da haste de aplicação para o sistema de jato duplo.

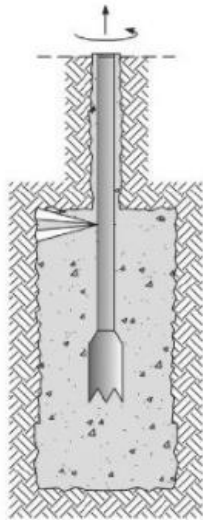


Figura 4.14 – Injeção do jato para o sistema de jato duplo (Fonte: CROCE *et al.*, 2014, p. 14).

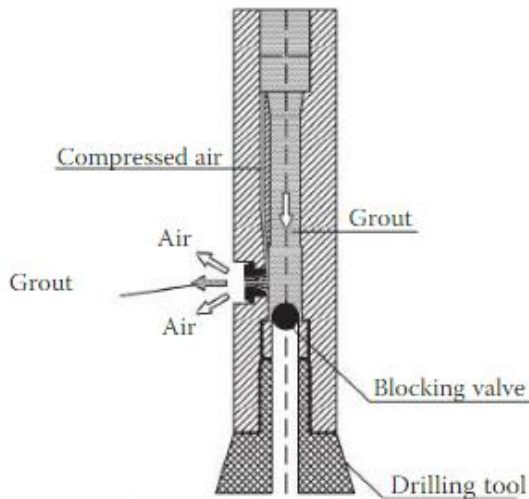


Figura 4.15 – Corte da haste de aplicação do sistema de jato duplo (Fonte: CROCE *et al.*, 2014, p. 15).

Devido a ação de corte que o ar comprimido exerce sobre as partículas de solo, o sistema de jato duplo é capaz de aumentar o diâmetro das colunas de *jet-grouting* em até duas vezes (Xanthakos *et al.*, 1994). Isso pode ser verificado, através dos intervalos de valores de N_{SPT} no qual este sistema é eficaz. Para solos coesivos, os valores de N_{SPT} utilizados são de até 10 golpes, já para os solos não coesivos, os valores de N_{SPT} são de até 50 golpes (Sousa, 2011 *apud* CARRETO, 2000).

No entanto, Xanthakos *et al.* (1994) afirmam que o ar comprimido gera uma desvantagem para o sistema de jato duplo. Pois, como esse sistema apresenta um maior conteúdo de ar, entre os três sistemas de *jet-grouting*, as colunas de solo-cimento originadas pelo sistema de jato duplo, são as que possuem o menor valor de resistência.

4.5.3 Sistema de jato triplo

O sistema de jato triplo, conhecido também por CJG ou *Kajima*, se diferencia dos demais sistemas, conforme afirmam Croce *et al.* (2014), pelo fato de haver uma clara separação de aplicação dos fluidos, que realizam distintas funções.

Neste sistema de aplicação de jatos, existem três hastes para a condução dos três fluidos aplicados no terreno, que são: a calda de cimento, a água e o ar (Abramento *et al.*, 1998). Os jatos de água e ar são aplicados através do mesmo bocal, localizado acima do bocal de aplicação do jato de calda de cimento (Sousa, 2011).

No sistema de jato triplo, conforme afirma Sousa (2011), cada um dos jatos possui uma distinta função para a construção das colunas de solo-cimento. Enquanto o jato de água é responsável pela desagregação

da estrutura do solo, o jato de ar tem a função de potencializar o efeito desagregador do jato de água, provocando também a emulsão e mistura do solo com a água (Sousa, 2011). O último jato, que é o jato de calda de cimento, possui a função, segundo Sousa (2011), de misturar-se com as partículas de solo, previamente desagregadas, originando, dessa forma, as colunas de *jet-grouting*.

Nas Figuras 4.16 e 4.17, estão representados os detalhes de injeção e da haste de aplicação para o sistema de jato triplo.

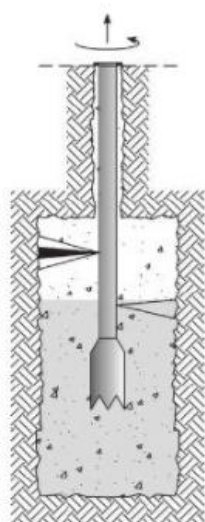


Figura 4.16 – Injeção do jato para o sistema de jato triplo (Fonte: CROCE *et al.*, 2014, p. 14).

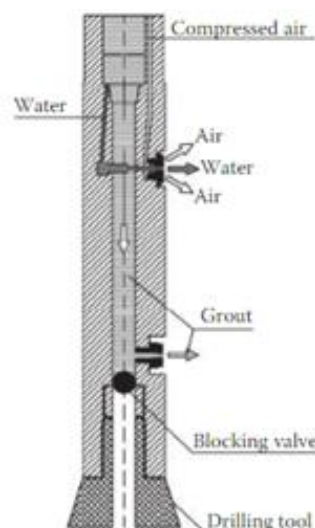


Figura 4.17 – Corte da haste de aplicação do sistema de jato triplo (Fonte: CROCE *et al.*, 2014, p. 15).

Xanthakos *et al.* (1994) afirmam que, apesar do sistema de jato triplo ser o mais complicado e o mais lento a ser executado, permite a total substituição do solo por corpos de solo-cimento, fornecendo também colunas com maiores diâmetros. Para ocorrer esse total preenchimento, Abramento *et al.* (1998) descrevem que o jato de calda de cimento, possui um poder de alcance maior, uma vez que é aplicado em um solo previamente desagregado.

Portanto, visto que o sistema de jato triplo é o mais eficiente, Sousa (2011) afirma que este sistema pode ser aplicado em solos coesivos com valores de N_{SPT} de até 15 golpes, e em solos não coesivos com valores de N_{SPT} de até 50 golpes.

4.5.4 Evolução tecnológica dos sistemas de jato

Apesar da tecnologia de *jet-grouting* possuir três diferentes sistemas de jatos, algumas evoluções tecnológicas desse método estão disponíveis no mercado. Conforme afirmam Croce *et al.* (2014), essas evoluções se baseiam na obtenção de maiores diâmetros, a partir da redução da perda de carga, na execução das colunas de solo-cimento. Algumas dessas evoluções estão descritas a seguir.

Método cross jet: essa evolução tecnológica, segundo Croce *et al.* (2014), é fundamentada na obtenção de diâmetros maiores, baseado em uma cuidadosa disposição dos bocais de injeção dos jatos. Nesse sistema, dois bocais são dispostos na haste de aplicação, de modo que os jatos, que são injetados no solo com uma determinada inclinação, se colidem com uma dada distância do eixo da haste (Croce *et al.*, 2014). Dessa forma, Croce *et al.* (2014) afirmam que é possível executar colunas mais regulares, com o ajustamento dessa distância de colisão dos jatos.

Super soil stabilization management (SSS-MAN): esse método se difere dos demais sistemas de jatos, por possuir duas fases distintas na execução das colunas de solo-cimento, que são a perfuração e o preenchimento. Enquanto nos sistemas convencionais, essas duas fases são executadas concomitantemente, Gotlieb (1998) afirma que a perfuração no SSS-MAN é feita com o auxílio de uma mistura entre água e um produto estabilizante, realizada através do método de circulação reversa.

Como resultado dessa perfuração, Gotlieb (1998) afirma que surgirão aberturas ocas dentro do solo, preenchidas com fluido estabilizante. Após finalizada a etapa de perfuração, será feito o preenchimento desses espaços ociosos, podendo ser utilizado até betão. Com essa evolução, é possível obter colunas de até 4 m de diâmetro (Gotlieb, 1998).

SuperJet: O *SuperJet*, que também é conhecido por *SuperJet Midi* ou por *jatocriativo*, é uma evolução tecnológica do *jet-grouting*, que permite obter colunas com até 5 m de diâmetro (Croce *et al.*, 2014). A inovação tecnológica desse método, segundo Croce *et al.* (2014), consiste na eficiência de alimentação dos fluidos aos bocais, diminuindo a turbulência, e, conseqüentemente, reduzindo a energia que é perdida na execução das colunas de solo-cimento.

De acordo com o catálogo técnico da *Chemical Grouting CO*, existem três diferentes tipos de *Superjet*: o *SuperJet 25*, o *SuperJet 35* e o *SuperJet 50*. Na Tabela 4.3, são apresentados os diâmetros alcançados, para cada tipo de *SuperJet*, em função do tipo de solo e o N_{SPT} .

Tabela 4.3 – Tipos de *SuperJet* e os diâmetros alcançados (Fonte: *CHEMICAL GROUTING CO*).

Nome		Solo e Profundidade	N _{SPT} e Diâmetro da Coluna			
			N _{SPT} ≤ 50	50 < N _{SPT} ≤ 100	100 < N _{SPT} ≤ 150	150 < N _{SPT} ≤ 200
N _{SPT}		Areia	N _{SPT} ≤ 50	50 < N _{SPT} ≤ 100	100 < N _{SPT} ≤ 150	150 < N _{SPT} ≤ 200
		Argila	N _{SPT} ≤ 3	3 < N _{SPT} ≤ 5	5 < N _{SPT} ≤ 7	7 < N _{SPT} ≤ 9
		Seixo	Verificar Manual Técnico			
Comprimento (m)	SuperJet 25	0 m a 30 m	2,5 m	2,2 m	1,8 m	1,5 m
		30 m	2,2 m	1,8 m	1,5 m	1,3 m
	SuperJet 35	0 m a 30 m	3,5 m	3,2 m	2,8 m	2,4 m
		30 m	3,2 m	2,8 m	2,4 m	2,1 m
	SuperJet 50	0 m a 30 m	5,0 m	4,5 m	4,0 m	3,5 m
		30 m	4,5 m	4,0 m	3,5 m	3,2 m

4.6 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Toda estimativa de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, assim como qualquer outro projeto geotécnico, deve ser realizada com o auxílio de uma investigação geotécnica do subsolo. Para colunas de *jet-grouting*, o sucesso no dimensionamento desse tipo de reforço, está associado a boa qualidade da investigação geotécnica. Pois, conforme afirma Santos (2014), a tecnologia do *jet-grouting* é baseada na mistura entre calda de cimento e o solo *in situ*, sendo, portanto, uma técnica altamente dependente das características iniciais do solo.

Dessa forma, segundo Correia (2014), a fase de investigação geotécnica deve ser entendida como um investimento, já que uma deficiente prospeção geotécnica do solo, de acordo com Santos (2014), pode ocasionar uma elevação dos custos e do prazo da obra.

Visto que a investigação geotécnica é indispensável para o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, ensaios laboratoriais podem ser realizados em conjunto com os ensaios de campo já consagrados no meio técnico, que são: o *Standard Penetration Test* (SPT) ou o *Cone Penetration Test* (CPT).

4.7 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE JET-GROUTING

É pressuposto que, no pré-dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, o projetista já tenha um conhecimento prévio das condições de projeto, como o carregamento da estrutura e o tipo de solo no qual a obra será assentada. De acordo com Neves (2010), o pré-dimensionamento das colunas de *jet-grouting* é feito com a definição da distribuição geométrica das colunas, na qual se determina dois parâmetros iniciais: o diâmetro e o afastamento das colunas de *jet-grouting*.

4.7.1 Diâmetro

O diâmetro, que é o primeiro parâmetro a ser determinado, é influenciado por três fatores, de acordo com Marques (2008), que são: o tipo de jato, a granulometria do solo e o processo executivo utilizado na construção das colunas de *jet-grouting*.

Estudos já foram realizados, com o propósito de relacionar esses fatores com o diâmetro das colunas. Marques (2008), apresenta em seu estudo, gráficos elaborados por Carreto, em 1999, com base em estudos de diversos autores, aos quais relacionam o diâmetro máximo e mínimo, com o tipo de jato e com o valor de N_{SPT} do solo. Esses gráficos estão representados nas Figuras 4.18 e 4.19.

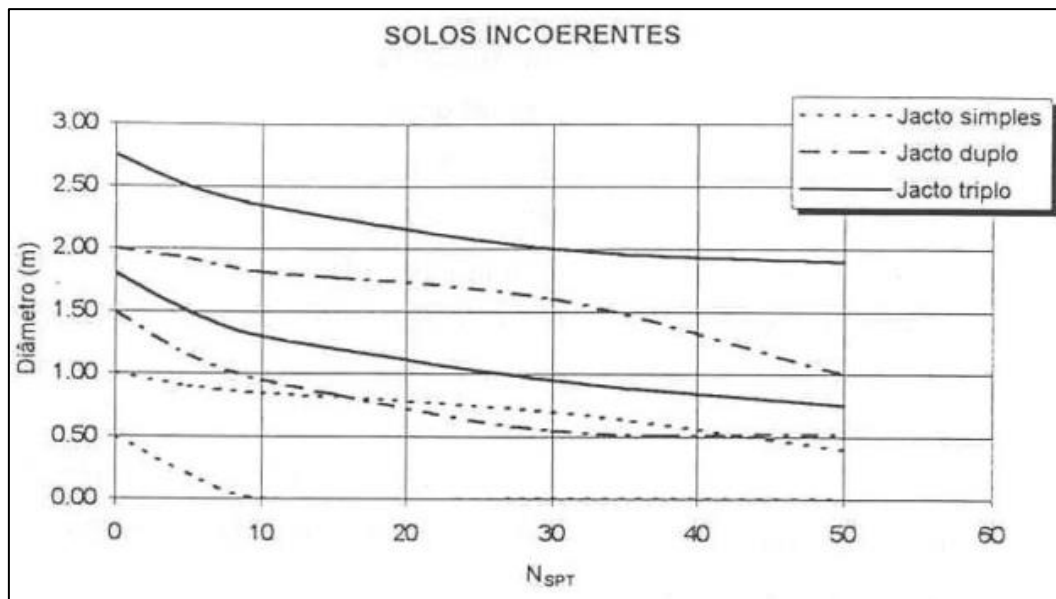


Figura 4.18 – Relação entre diâmetro das colunas de *jet-grouting* com o N_{SPT} de solos incoerentes (Fonte: MARQUES, 2008, p. 33 *apud* CARRETO, 1999).

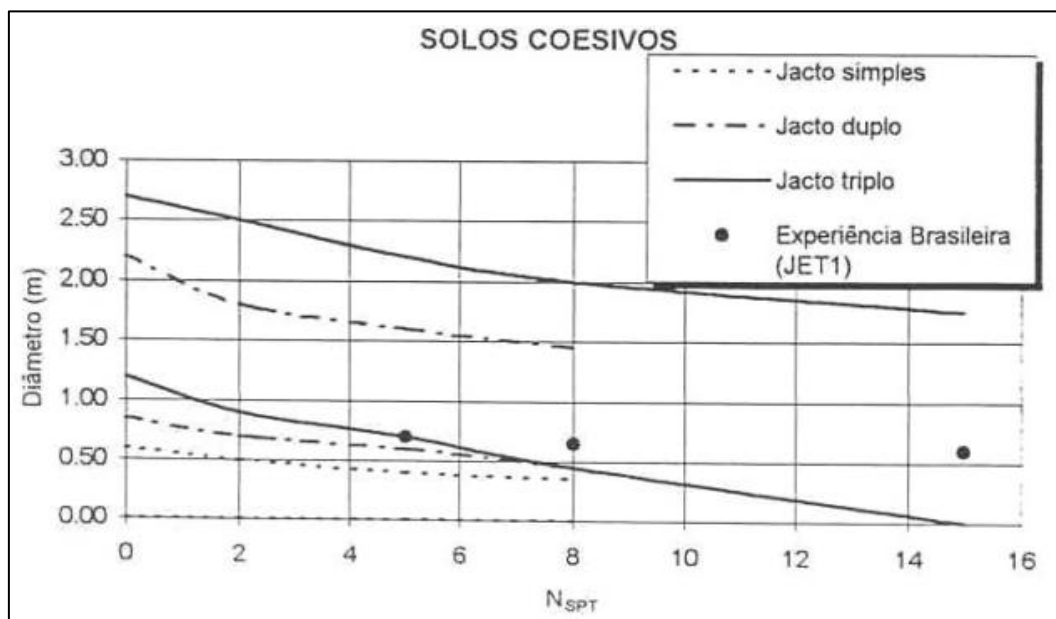


Figura 4.19 – Relação entre diâmetro das colunas de *jet-grouting* com o N_{SPT} de solos coesivos (Fonte: MARQUES, 2008, p. 33 *apud* CARRETO, 1999).

A partir do estudo dos gráficos, é possível realizar as seguintes análises:

- Para ambos os tipos de solo, os diâmetros das colunas de *jet-grouting* são maiores para o sistema de jato triplo e menores para o sistema de jato simples;
- Para um mesmo valor de N_{SPT} , os diâmetros das colunas de *jet-grouting* são maiores em solos incoerentes;

A variação do diâmetro em um determinado tipo de solo, vai depender da pressão exercida pelo jato na desagregação das partículas. Portanto, o sistema de jato triplo, que utiliza uma maior energia na fragmentação do solo, apresenta os maiores diâmetros das colunas de *jet-grouting*, seguido pelo sistema de jato duplo, e o sistema de jato simples, que apresenta os menores diâmetros (Marques, 2008).

A granulometria do solo também exerce influência na dimensão das colunas de *jet-grouting*, pois, para um mesmo valor de N_{SPT} , solos incoerentes apresentam diâmetros maiores que os solos coesivos. De acordo com Marques (2008), isso se deve à resistência que o solo impõe ao jato, podendo ser a coesão para solos coesivos, ou a compactidade para solos incoerentes.

O terceiro fator que tem influência na dimensão das colunas de *jet-grouting*, são os parâmetros construtivos. Marques (2008), descreve em seu estudo que, para o sistema de jato simples, em qualquer tipo de solo, há um aumento no diâmetro das colunas de *jet-grouting* com a crescente pressão de injeção da calda de cimento, ao passo que o diâmetro diminui com o aumento da velocidade de subida da vara de aplicação do jato. Dessa forma, é possível observar que os parâmetros construtivos, exercem uma influência considerável na obtenção do diâmetro das colunas de *jet-grouting*.

No entanto, considerar apenas os gráficos apresentados nas Figuras 4.18 e 4.19, torna o pré-dimensionamento limitado, uma vez que esses gráficos não consideram as evoluções ocorridas com a tecnologia de *jet-grouting*. Pois, como já foi discutido nos capítulos anteriores, o *SuperJet* é uma evolução do *jet-grouting*, que permite obter colunas com até 5 m de diâmetro.

Portanto, o pré-dimensionamento do diâmetro das colunas de *jet-grouting*, deve ser realizado com o auxílio de todas as informações possíveis, com consulta as principais empresas que executam essa técnica, para que as colunas sejam dimensionadas de forma otimizada.

4.7.2 Afastamento

O afastamento das colunas de *jet-grouting*, é um parâmetro que é definido, com o propósito de obter uma solução que apresente viabilidade técnica e econômica. De acordo com Neves (2010), a distribuição em planta das colunas de *jet-grouting*, pode apresentar dois formatos básicos de malha, que são o triangular e o retangular, conforme representado na Figura 4.20.

A escolha da disposição da malha das colunas de *jet-grouting*, leva em consideração a finalidade pela qual essa solução está sendo utilizada. Para casos de consolidação ou reforço do solo, são escolhidas soluções em colunas isoladas, devidamente espaçadas. Já em outras situações, cuja a finalidade do *jet-grouting* também é o de impermeabilização, executam-se colunas sobrepostas (Santos, 2014).

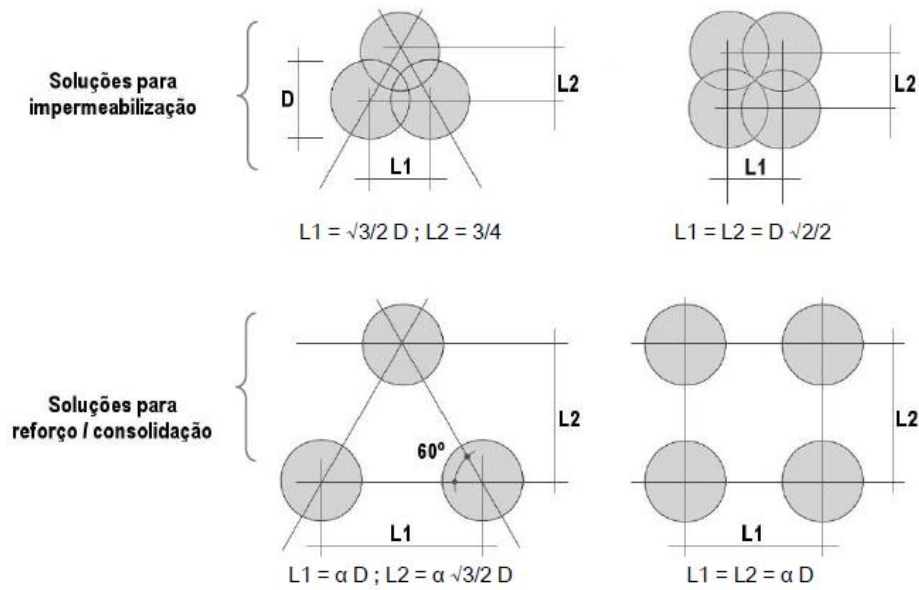


Figura 4.20 – Soluções geométricas para pré-dimensionamento de *jet-grouting* (Fonte: SANTOS, 2014, p. 49 *apud* PINTO, 2009).

4.8 DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE JET-GROUTING

Apesar do *jet-grouting* ser uma tecnologia bastante difundida pelo mundo, utilizada nos mais diversos tipos de obra, ainda há um certo constrangimento no que se refere ao dimensionamento dessa solução de reforço de solo.

Esse constrangimento surge, em consequência das diversas metodologias de dimensionamento existentes na literatura, pois ao realizar uma pesquisa sobre o dimensionamento de colunas de *jet-grouting*, para reforço de edificações existentes, surgem duas principais metodologias, que são: o método de Bustamante (2002) e o método das microestacas.

Portanto, como não se há um consenso em qual metodologia deve ser utilizada, esse estudo se propôs em estudar as duas principais metodologias de dimensionamento, que estão descritas a seguir, e assim, verificar qual das metodologias reflete a realidade desse tipo de obra.

4.8.1 Método de Bustamante (2002)

O método de cálculo apresentado por Bustamante (2002), é baseado na análise de 21 colunas de *jet-grouting*, executadas por empresas especializadas nesse tipo de reforço de solo, entre os anos de 1980 e 2000.

Com este estudo, Bustamante procurou desenvolver uma metodologia simples, para a previsão da capacidade de carga de uma coluna de *jet-grouting*, submetida a esforços de tração e compressão. Para isso, estudou colunas executadas em diferentes tipos de solo, com diferentes tipos de aplicação de jatos.

O método de dimensionamento de colunas de *jet-grouting* desenvolvido por Bustamante (2002), baseou-se na previsão de importantes características mecânicas do solo, com o propósito de garantir a qualidade e a segurança a esses elementos estruturais. Essa garantia, foi obtida através da aplicação de uma carga, que provocasse uma deformação máxima de 10 % do diâmetro, na extremidade superior da coluna de solo-cimento.

Além disso, a garantia de segurança no dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, também é obtida através do respeito das condições de cálculo apresentadas nas equações 4.1 e 4.2.

$$Q_0 \leq Q_{adm} \quad (4.1)$$

$$Q_0 \leq Q_{adm,int} \quad (4.2)$$

onde:

Q_0 — é a carga característica de projeto;

Q_{adm} — é a carga geotécnica admissível;

$Q_{adm,int}$ — é a carga estrutural admissível;

Dessa forma, observa-se que o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, proposto por Bustamante (2002), é feito por meio do cálculo de duas cargas principais, que são: a carga geotécnica admissível do solo e a carga estrutural admissível do corpo de solo-cimento.

Carga geotécnica

Conforme é descrito no estudo de Bustamante (2002), a obtenção da carga geotécnica da coluna de *jet-grouting*, é feita a partir do cálculo de dois parâmetros de resistência, que são: resistência à tração e resistência à compressão do solo que envolve a coluna de *jet-grouting*.

Na equação 4.3 é descrita o cálculo da resistência à compressão do solo.

$$Q_u = Q_{u,P} + Q_{u,S} \quad (4.3)$$

onde:

Q_u — é a resistência à compressão da coluna de *jet-grouting*;

$Q_{u,P}$ — é a resistência de ponta da coluna de *jet-grouting*;

$Q_{u,S}$ — é a resistência lateral da coluna de *jet-grouting*;

Já o cálculo da resistência à tração do solo, é apresentado na equação 4.4.

$$T_u = Q_{u,S} \tag{4.4}$$

onde:

T_u — é a resistência à tração da coluna de *jet-grouting*;

A resistência de ponta da coluna de *jet-grouting* ($Q_{u,P}$), é uma parcela calculada a partir da equação 4.5, descrita abaixo.

$$Q_{u,P} = S_p \times k_s \times C_s \tag{4.5}$$

onde:

S_p — é a área da base da coluna de *jet-grouting*;

k_s — é o fator da capacidade de carga associado à ponta da coluna de *jet-grouting*;

C_s — é a medida de compactação do solo na cota de base da coluna de *jet-grouting*;

Segundo afirma Bustamante (2002), C_s pode assumir três valores distintos, uma vez que esse parâmetro pode ser estimado por três ensaios diferentes, que são: o ensaio com o pressiômetro de Ménard (PMT), o ensaio estático de penetração de cone (CTP) e o *standart penetration test* (SPT). Cada um desses ensaios fornecem, respetivamente, os valores de pressão limite do solo (p_L), resistência de ponta (q_c) e o número de golpes do *standard penetration test* (N_{SPT}).

Portanto, o valor de C_s pode ser obtido a partir dos gráficos apresentados nas Figuras 4.21 e 4.22, sendo utilizado um dos três valores de compactação do solo: p_L , q_c ou N_{SPT} .

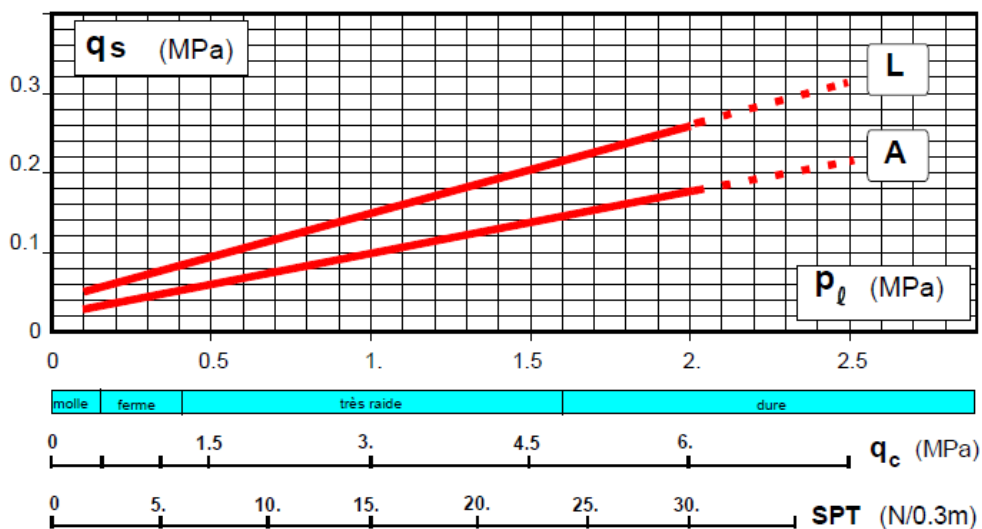


Figura 4.21 – Ábaco para estimar o valor de q_s de argila (A) e silte (L) (Fonte: BUSTAMANTE, 2002).

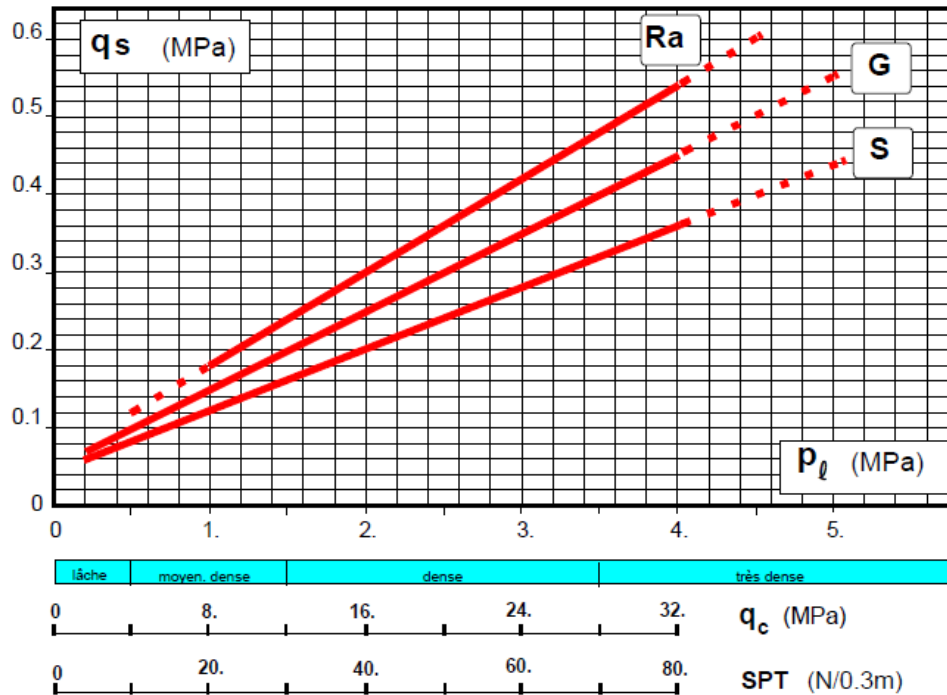


Figura 4.22 – Ábaco para estimar o valor de q_s de areia (S), seixo (G) e rocha alterada (Ra) (Fonte: BUSTAMANTE, 2002).

O fator de capacidade de carga, referente a ponta da coluna de *jet-grouting* (k_s), de acordo com Bustamante (2002), é um valor adimensional e empírico, dependente do ensaio feito para determinar o nível de compactação do solo. Portanto, ao calcular resistência de ponta da coluna de *jet-grouting*, deve-se escolher um dos ensaios de compactação do solo, para depois estimar os valores de C_s e k_s .

O valor adotado de k_s , obtido a partir do estudo dos três diferentes ensaios, está representado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Fator de capacidade de carga (Fonte: adaptado de BUSTAMANTE, 2002).

Natureza do Solo	Kc		
	PMT	CTP	N _{SPT}
Argila	1,6	0,4 a 0,6	0,1
Silte	1,4	0,3 a 0,5	0,1
Areia	1,2	0,15 a 0,30	0,06
Rocha Alterada	1,5	-	-

A resistência de lateral da coluna de *jet-grouting* ($Q_{u,S}$), é calculada a partir da equação 4.6, representada a seguir.

$$Q_{u,S} = \sum_{i=1}^n \pi \times D_i \times L_i \times q_{s,i} \quad (4.6)$$

onde:

D_i — é o diâmetro da coluna de *jet-grouting* na camada i ;

L_i — é o comprimento da camada de solo i ;

$q_{s,i}$ — é a tensão tangencial máxima desenvolvida entre o solo e a coluna de *jet-grouting* na camada i ;

O valor de $q_{s,i}$, que é determinado a partir dos ábacos apresentados nas Figuras 4.21 e 4.22, possui uma correlação com os valores de p_L , q_c e N_{SPT} . Portanto, o ensaio escolhido na determinação dos valores de C_s e k_s deve ser o mesmo para estimar o valor de $q_{s,i}$.

Carga estrutural

A carga estrutural das colunas de *jet-grouting*, conforme afirma Bustamante (2002), se refere a resistência dos materiais que constituem o corpo de solo-cimento. O cálculo dessa carga, é realizado a partir da equação 4.7, representada abaixo.

$$Q_{u,int} = S_p \times R_{cj} \quad (4.7)$$

onde:

S_p — é a área da base da coluna de *jet-grouting*;

R_{cj} — é a resistência à compressão do material que constitui a coluna de *jet-grouting*;

Conforme afirma Bustamante (2002), o valor de R_{cj} deve ser determinado com cautela, uma vez que este parâmetro é influenciado por diversos fatores, como a experiência da empresa executora, tipo de solo, tipo de cimento, relação água/cimento, arejamento da argamassa e a presença de água no subsolo.

Bustamante (2002), em seu estudo, apresenta valores de R_{cj} para colunas de *jet-grouting* executadas com o sistema de jato simples e relação água/cimento maior que 1. Os valores de R_{cj} , que se encontram na Tabela 4.5, podem ser utilizados como parâmetro para o dimensionamento de colunas de *jet-grouting*, executadas sob as mesmas condições.

Tabela 4.5 – R_{cj} para o sistema de jato simples (Fonte: BUSTAMANTE, 2002).

Tipo de Solo	R_{cj} (MPa)	R_{cj} Médio (MPa)
Argila	1 a 4	3
Barro Argiloso	4 a 7	5
Areia Fina	7 a 11	8
Areia	11 a 20	15
Seixo	11 a 40	25
Giz	7 a 17	12

Fatores de segurança adotados

Para determinar a carga geotécnica admissível (Q_{adm}), deve aplicar fatores de segurança para as cargas de compressão e para as cargas de tração. O cálculo da resistência geotécnica para cargas de compressão, deve ser feito por meio da utilização de um fator de redução nas duas parcelas: $Q_{u,P}$ e $Q_{u,S}$. A carga geotécnica admissível, para cargas de compressão, é calculada através da equação 4.8.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{u,P}}{F_{j,P}} + \frac{Q_{u,S}}{F_{j,S}} \quad (4.8)$$

onde:

$F_{j,P}$ — é o fator de segurança geotécnico de resistência de ponta da coluna de *jet-grouting*;

$F_{j,S}$ — é o fator de segurança geotécnico de resistência lateral da coluna de *jet-grouting*;

A carga geotécnica admissível, para as cargas de tração, é calculada a partir da equação 4.9, descrita abaixo.

$$Q_{adm} = \frac{T_u}{F_{j,T}} \quad (4.9)$$

onde:

$F_{j,T}$ — é o fator de segurança geotécnico de resistência à tração da coluna de *jet-grouting*;

Os coeficientes de segurança utilizados para obter o valor de Q_{adm} , são apresentados na Tabela 4.6. De acordo com Bustamante (2002), esses coeficientes são aplicados para o dimensionamento de colunas de *jet-grouting* no estado limite de serviço (ELS).

Tabela 4.6 – Resistência à compressão da coluna de *jet-grouting* em função do solo para o sistema de jato duplo (Fonte: NEVES, 2010 *apud* CARRETO, 1999).

Trabalho da Coluna	Fator de Segurança	Valor	Condição
Apenas Compressão	$F_{j,P}$	2	Em todos os casos
	$F_{j,S}$	2,5	Para os três primeiros metros de coluna
		2	Para os demais metros de coluna
Tração e Compressão	$F_{j,T}$	3	Para os três primeiros metros de coluna
		2,75	Para os demais metros de coluna

Para obter o valor da carga estrutural admissível ($Q_{adm,int}$), Bustamante (2002) recomenda que seja utilizado um fator de segurança $F_{j,int}$ igual a 3, porém, esse valor pode ser reduzido para 2,5 ou 2,0, quando houver uma justificativa por meio da realização de testes apropriados.

Para obter o valor de carga estrutural admissível, realiza-se o cálculo apresentado na equação 4.10.

$$Q_{adm,int} = \frac{Q_{u,int}}{F_{j,int}} \quad (4.10)$$

onde:

$F_{j,int}$ — é o fator de segurança estrutural da coluna de *jet-grouting*;

4.8.2 Método das Microestacas

Para realizar o dimensionamento de colunas de *jet-grouting*, alguns autores recorrem ao mesmo dimensionamento utilizado para as microestacas. Tanto Neves (2010) como Correia (2014), aplicaram em seus estudos, essa metodologia de dimensionamento para as colunas de *jet-grouting*. Portanto, no presente estudo, também se optou por aplicar essa metodologia de dimensionamento, para realizar uma análise dos resultados obtidos.

Comprimento das colunas

O comprimento das colunas de *jet-grouting*, determinado a partir da equação 4.11, permite o dimensionamento mínimo do comprimento das colunas de solo-cimento.

$$L_s > \frac{N \times FS}{\pi \times \phi \times \tau_{c-s}} \quad (4.11)$$

onde:

L_s — é o comprimento mínimo da coluna de *jet-grouting*;

N — é a carga axial de compressão aplicada no topo da coluna de *jet-grouting*;

ϕ — é o diâmetro da coluna de *jet-grouting*;

FS — é o fator de segurança;

τ_{c-s} — é a tensão tangencial máxima entre o solo e as colunas de *jet-grouting*;

O valor do FS , que depende da duração de utilização da construção, é apresentado na tabela 4.7. Esse fator de segurança, é o mesmo utilizado no dimensionamento de microestacas. De acordo com Neves (2010), esses valores são válidos para cargas estáticas, aplicadas sobre a estrutura.

Tabela 4.7 – Fator de segurança utilizado no cálculo do comprimento das colunas de *jet-grouting* (Fonte: NEVES, 2010, p. 68 *apud* BUSTAMANTE; DOIX, 1985).

Fator de Segurança (FS)			
Tipo de Elemento	Duração de Utilização	Tração	Compressão
Microestaca	Provisória	2	1,8
	Definitiva	2,2	2

A tensão tangencial, que é outro parâmetro necessário para estimar o comprimento das colunas de *jet-grouting*, é estimada a partir de gráficos. Esses gráficos, apresentados nas Figuras 4.23 e 4.24, relacionam o valor de τ_{c-s} com o valor de N_{SPT} do solo. De acordo com Correia (2014), para valores de N_{SPT} superiores a 20 golpes, é necessário utilizar gráficos de microestacas com injeção IRS.

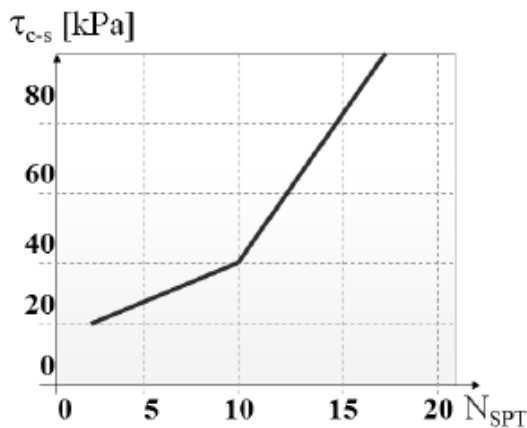


Figura 4.23 – Gráfico de τ_{c-s} para argila e silte (Fonte: NEVES, 2010 *apud* PINTO, 2010).

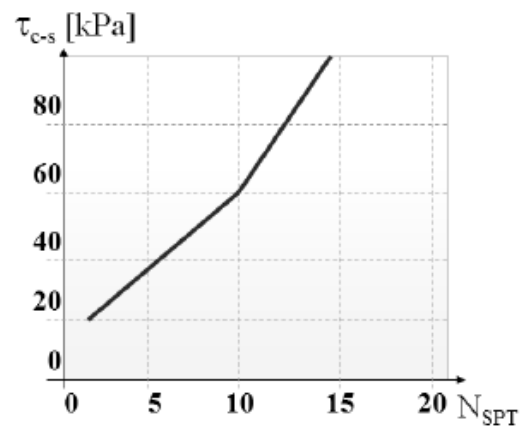


Figura 4.24 – Gráfico de τ_{c-s} para areia e seixo (Fonte: NEVES, 2010 *apud* PINTO, 2010).

ELU: dimensionamento geotécnico

O dimensionamento geotécnico, é feito a partir da determinação de dois parâmetros de carga, suportados pelo solo, que são: carga limite à compressão e carga limite à tração.

A equação 4.12 descreve o cálculo realizado para determinar a carga limite à compressão.

$$Q_{LC} = Q_L^P + Q_L^S \quad (4.12)$$

onde:

Q_{LC} — é a carga limite de compressão da coluna de *jet-grouting*;

Q_L^P — é a resistência de ponta da coluna de *jet-grouting*;

Q_L^S — é a resistência de atrito lateral da coluna de *jet-grouting*;

A equação 4.13 descreve o cálculo realizado para determinar a carga limite à tração.

$$Q_{LT} = Q_L^S \quad (4.13)$$

onde:

Q_{LT} — é a carga limite de tração da coluna de *jet-grouting*;

A resistência de atrito lateral para microestacas, apresentada por Bustamante e Doix (1985), é descrita na equação 4.14.

$$Q_L^S = \sum_{i=1}^n \pi \times \phi \times L_{si} \times \tau_{c-s} \quad (4.14)$$

onde:

ϕ — é o diâmetro nominal da coluna de *jet-grouting*;

L_{si} — é o comprimento da coluna de *jet-grouting* na camada de solo i ;

O símbolo de somatória na equação 4.14, se justifica nos casos em que a coluna de *jet-grouting* atravessa mais de uma camada de solo, como representado na Figura 4.25. Nessas situações, a resistência total, devida ao atrito lateral, corresponde a soma de cada componente de atrito lateral, de diferentes camadas de solo, que atravessam a coluna de *jet-grouting* (Neves, 2010).

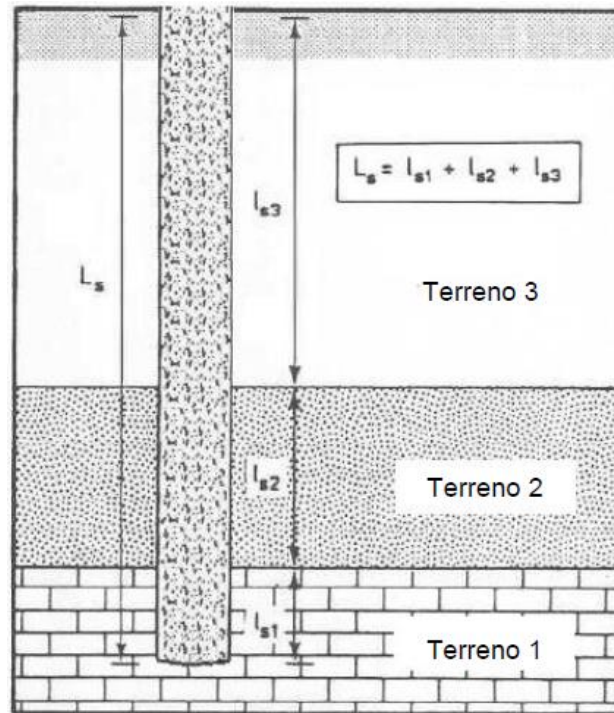


Figura 4.25 – Esquema de coluna de *jet-grouting* que atravessa diferentes camadas de solo (Fonte: NEVES, 2010, p. 107 *apud* BUSTAMANTE; DOIX, 1985).

A resistência de ponta da coluna de *jet-grouting*, conforme a metodologia apresentada por Bustamante e Doix (1985), está descrita na equação 4.15.

$$Q_L^P = S_p \times k_s \times p_l \quad (4.15)$$

onde:

S_p — é a área da base da coluna de *jet-grouting*;

k_s — é o fator da capacidade de carga associado à ponta da coluna de *jet-grouting*;

p_l — é a pressão limite do solo na cota da fundação;

Como o valor de Q_L^P fica entre 15 % a 20 % do valor de Q_L^S , Bustamante e Doix (1985) recomenda utilizar o cálculo apresentado na equação 4.16. Apenas para casos especiais, em que é necessário determinar o valor de Q_L^P com precisão, deve-se utilizar a equação 4.15.

$$Q_L^P = 0,15 \times Q_L^S \quad (4.16)$$

ELU: dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural das colunas de *jet-grouting*, conforme afirma Correia (2014), é calculado através da determinação da resistência à compressão e da resistência à tração, apresentado pelo material de solo-cimento, que constitui a coluna de solo-cimento.

A expressão para o cálculo da resistência à compressão da coluna de solo-cimento, é descrita abaixo pela equação 4.17.

$$\sigma_c = \frac{N_{pl}}{A_b} + \frac{M}{W} \quad (4.17)$$

onde:

σ_c — é a tensão de compressão;

N_{pl} — é o esforço normal aplicado no topo da coluna de *jet-grouting*;

M — é momento fletor aplicado no topo da coluna de *jet-grouting*;

A_b — é a área transversal da coluna de *jet-grouting*;

W — é o módulo de flexão da coluna de *jet-grouting*;

O módulo de flexão, é obtido a partir da divisão entre o momento de inércia da secção de uma coluna, pela distância entre a linha neutra até a fibra mais afastada. O W é calculado a partir da equação 4.18.

$$W = \frac{I}{z} \quad (4.18)$$

onde:

I — é o momento de inércia da secção da coluna de *jet-grouting*;

z — é a distância entre a linha neutra até a fibra mais afastada;

Para o caso das colunas de *jet-grouting*, que apresentam secção circular, o I e o z são calculados através das equações 4.19 e 4.20.

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} \quad (4.19)$$

$$z = \frac{D}{2} \quad (4.20)$$

onde:

D — é o diâmetro da coluna de *jet-grouting*;

A resistência à compressão dos corpos de *jet-grouting* é um parâmetro muito variável, pois conforme afirma Neves (2010), é fortemente influenciado pelo tipo de solo, granulometria, teor de água e pela velocidade de aplicação do jato de calda de cimento. Dessa forma, Correia (2014) recomenda que seja adotado um valor limite de 4 MPa, ainda em fase de projeto, uma vez que ainda não foi calibrada uma dosagem para o solo em estudo.

A resistência à tração, descrita pela equação 4.21, é calculada através de uma percentagem da resistência à compressão dos corpos de solo-cimento.

$$\sigma_t = 0,10 \times \sigma_c \quad (4.21)$$

onde:

σ_t — é a tensão de tração das colunas de *jet-grouting*;

Pelo fato dos materiais que constituem as colunas de *jet-grouting*, que são o solo e o cimento, apresentarem baixa resistência à tração, o produto final da coluna de solo-cimento também apresenta uma baixa resistência à tração (Neves, 2010).

Não há um consenso sobre a relação existente entre a resistência à tração e resistência à compressão das colunas de *jet-grouting*. Neves (2010), afirma em seu estudo, que o valor de resistência à tração é um valor próximo ao da resistência à compressão, já Correia (2014) afirma que este valor é por volta dos 15 %. Neste estudo, por motivos de segurança, será adotado um valor de 10 %.

No entanto, pode ocorrer situações em que são aplicados esforços de tração nas colunas de *jet-grouting*. Nesse caso, Neves (2010) sugere que sejam introduzidos materiais que apresentem resistência à tração, como elementos metálicos, desprezando qualquer contribuição na resistência à tração do material de solo-cimento.

ELS: assentamento axial

O estado limite de serviço de uma coluna de *jet-grouting*, é verificada a partir do cálculo do assentamento axial do corpo de solo-cimento. Esse assentamento, conforme afirma Neves (2010), é calculado da mesma forma que em estacas, recorrendo a teoria da resistência dos materiais, na qual é considerada essencialmente a componente de deformação elástica, como apresentado na equação 4.22.

$$\Delta_{el} = \frac{P \times L}{E \times A} \quad (4.22)$$

onde:

Δ_{el} — é a deformação elástica das colunas de *jet-grouting*;

P — é a carga axial atuante sobre as colunas de *jet-grouting*;

L — é o comprimento das colunas de *jet-grouting*;

E — é o módulo de deformabilidade do solo-cimento;

A — é a área da secção da coluna de *jet-grouting*;

Como pode ser observado, a cálculo do assentamento axial das colunas de *jet-grouting* depende da rigidez das colunas. Segundo Correia (2014), a rigidez das colunas de solo-cimento depende diretamente da dosagem de cimento. Portanto, a Figura 4.26 relaciona a dosagem de cimento, com o tipo de solo e sua resistência à compressão simples.

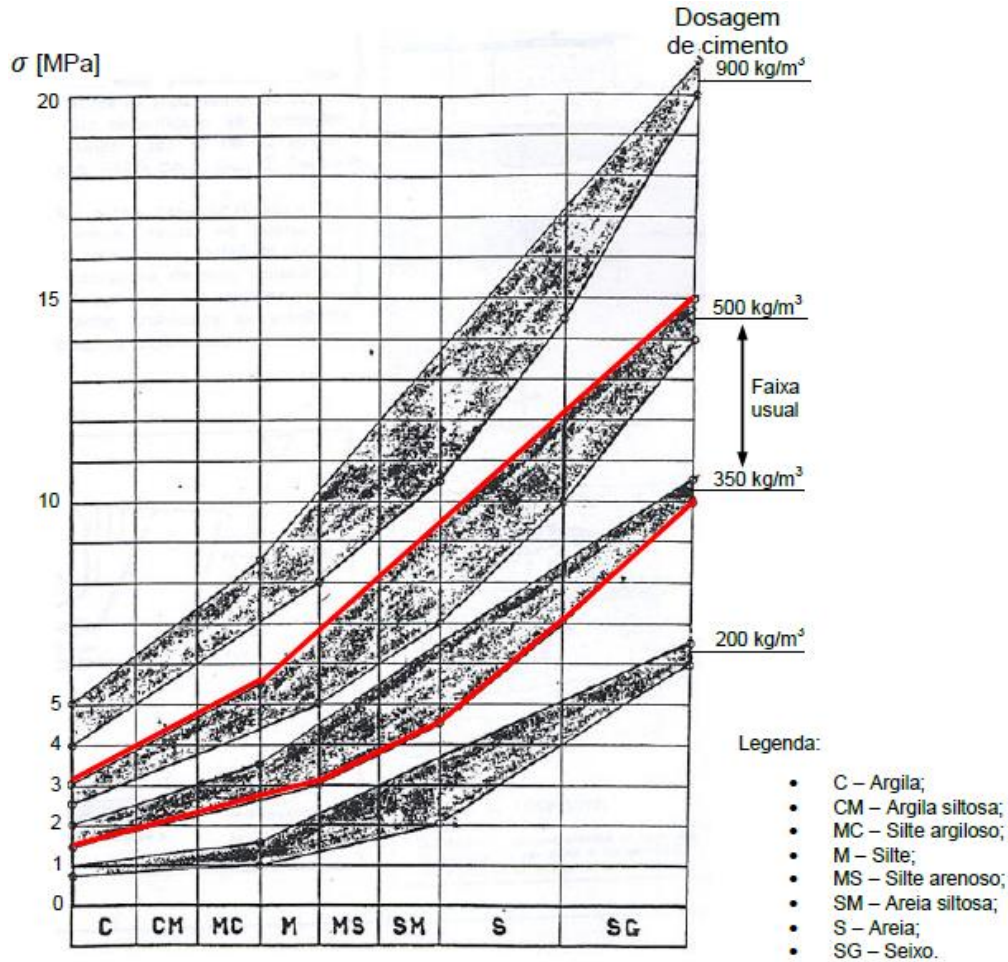


Figura 4.26 – Tensão de compressão em função da dosagem de cimento e do tipo de solo (Fonte: NEVES, 2010, p. 112 *apud* PINTO, 2010).

A partir da determinação da resistência à compressão simples pelo ábaco, é possível determinar o módulo de deformabilidade do solo-cimento pelo gráfico apresentado na Figura 4.27, elaborado a partir da relação que alguns autores fizeram entre esses dois parâmetros.

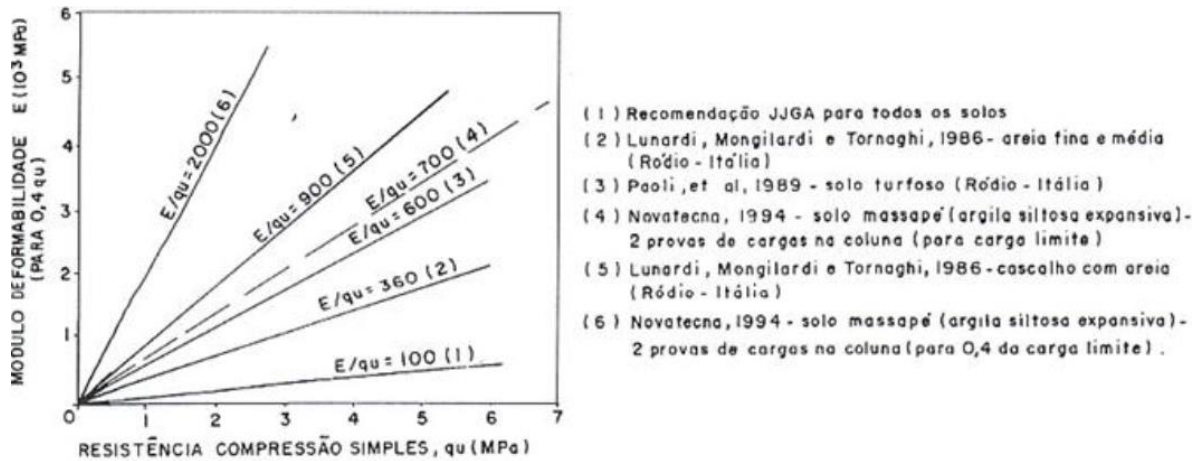


Figura 4.27 – Módulo de deformabilidade do solo-cimento em função da resistência à compressão simples (Fonte: NEVES, 2010, p. 112 *apud* PINTO, 2010).

Para a fase de projeto, Neves (2010) afirma que é usual utilizar a relação $E/q_u = 500$, sendo que o módulo de deformabilidade é influenciado tanto pelo tempo de cura da coluna de solo-cimento, como também pelo tipo de solo, já que solos incoerentes apresentam valores de E superiores aos solos coesivos.

4.9 CONTROLE DE QUALIDADE

O controle de qualidade, conforme afirma Croce *et al.* (2014), tem como principal objetivo, garantir que um produto executado, após uma série de procedimentos, seja capaz de atender aos requisitos pelo qual foi criado. Esse controle de qualidade, é averiguado a partir de testes, que verificam se o produto final atingiu as mínimas exigências para o uso.

O processo de controle de qualidade das colunas de *jet-grouting*, como pode ser observado na Figura 4.28, passa por três importantes etapas, segundo Santos (2014 *apud* Tinoco, 2012), que são: formulações teóricas, colunas de teste e colunas definitivas.

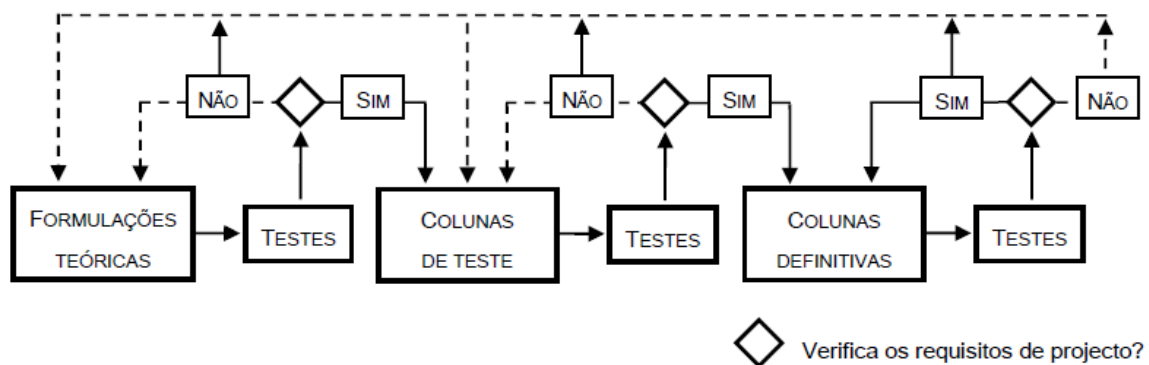


Figura 4.28 – Fluxograma do controle de qualidade das colunas de *jet-grouting* (Fonte: SANTOS, 2014 *apud* TINOCO, 2012).

4.9.1 Formulações teóricas

A obtenção das formulações iniciais, necessita de uma consulta, a estudos teóricos que apresentam uma relação entre as propriedades que se deseja alcançar, com a os parâmetros que devem ser adotados na execução das colunas de *jet-grouting*. Nas Figuras 4.29 e 4.30, é possível observar a relação entre a resistência à compressão, com parâmetros como: a dosagem da calda de cimento e o tempo de cura do material tratado.

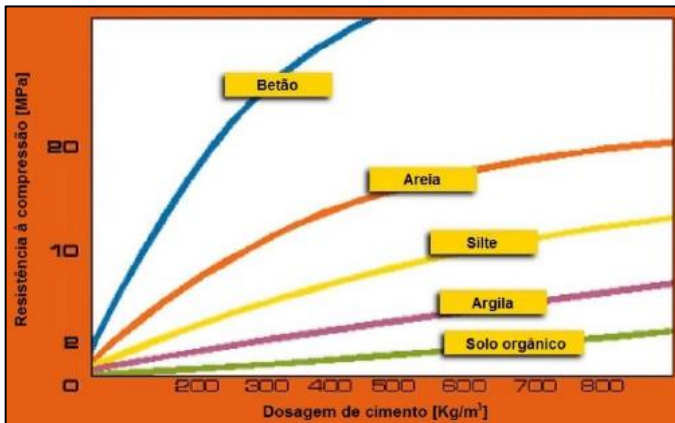


Figura 4.29 – Resistência à compressão de diferentes tipos de solo, tratados com diferentes dosagens de cimento (Fonte: CORREIA, 2014 *apud* FALCÃO, 2014).

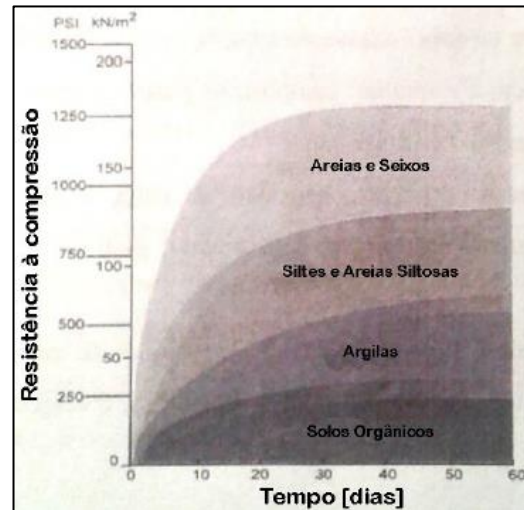


Figura 4.30 – Resistência à compressão de diferentes tipos de solo, após alguns dias de execução (Fonte: CORREIA, 2014 *apud* BRITO, 2002).

A partir dos gráficos apresentados, é possível obter parâmetros iniciais para o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*. No entanto, conforme afirma Santos (2014), as formulações primárias das propriedades e das dimensões das colunas de solo-cimento, necessitam de uma posterior validação, para que seja possível garantir qualidade ao produto final.

4.9.2 Colunas de teste

Para validar os parâmetros escolhidos, na fase de dimensionamento, para as colunas de *jet-grouting*, é necessário executar colunas de teste que, segundo Santos (2014 *apud* Tinoco, 2012), são construídas em pontos representativos, próximo ao local definitivo das colunas de *jet-grouting*.

Após um determinado período de cura, Santos (2014) descreve que o produto final deve ser verificado, com o propósito de averiguar se a coluna atingiu as características de projeto. Essa verificação das colunas de teste, é feita por meio de uma inspeção visual, com o objetivo de verificação do diâmetro da coluna,

nos primeiros metros junto a superfície, já que a aferição em toda a profundidade torna-se um processo caro e dispendioso (Santos, 2014 *apud* Essler e Yoshida, 2004).

As demais propriedades da coluna, como resistência à compressão, deformabilidade e permeabilidade, são realizados através de ensaios laboratoriais, nos quais são retiradas amostras da coluna de teste (Santos, 2014). Nessa fase, também é determinado a sequência executiva, com os parâmetros que devem ser adotados, para que as colunas de *jet-grouting* atinjam as características estipuladas na fase de projeto.

4.9.3 Colunas definitivas

Após executadas as colunas de teste, definindo os materiais a serem utilizados, em suas respectivas proporções, segue a fase de execução das colunas definitivas. Nessa fase, segundo a norma BS EN 12716:2001, deve ser feito um controle com auxílio de um relatório, no qual conste os parâmetros de execução de cada coluna de *jet-grouting*, podendo este relatório ser complementado com ensaios laboratoriais.

Na Figura 4.31, está ilustrado um exemplo de relatório de execução de uma coluna de *jet-grouting*.

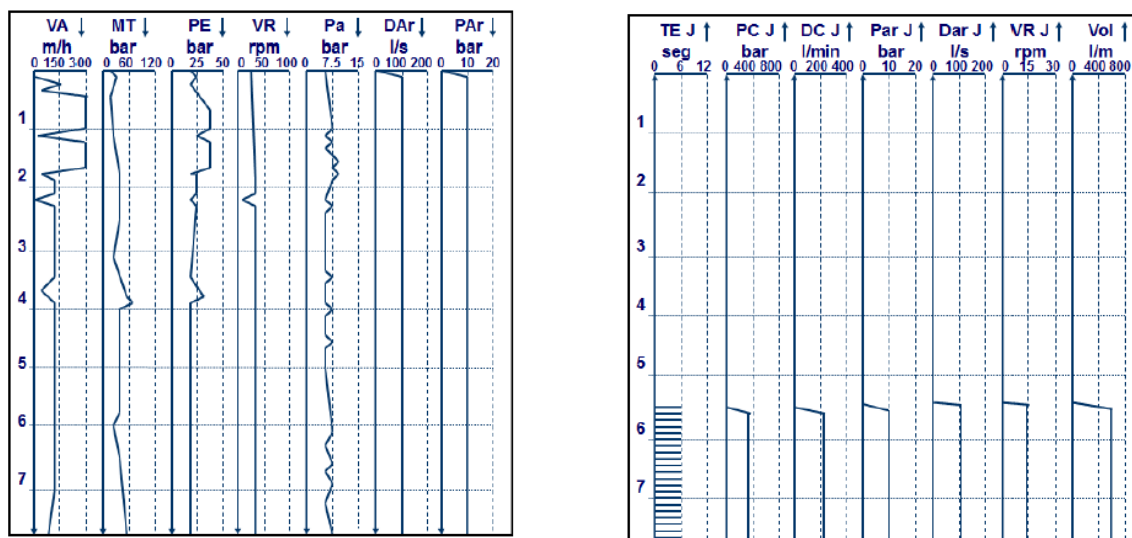


Figura 4.31 – Exemplo de relatório de execução de colunas de *jet-grouting* (Fonte: NEVES, 2010 *apud* PINTO, 2010).

4.10 DISCUSSÃO

Como observado ao longo do capítulo, o *jet-grouting* é uma tecnologia que surgiu, justamente, com o propósito elevar as características geotécnicas de solos com baixa capacidade resistente. Para isso, é utilizado jatos com diferentes fluidos, que são a calda de cimento, o ar e a água. A utilização de um desses

jatos, ou de uma combinação entre eles, é responsável pelos diferentes tipos de aplicação dessa tecnologia, que são classificados, basicamente, em sistema de jato simples, duplo e triplo.

Cada um desses sistemas, é responsável por originar colunas com diferentes propriedades. O sistema de jato simples, conforme afirma Marques (2008), é o que apresenta os menores diâmetros, pois utiliza apenas o jato de calda de cimento. Porém, segundo Xanthakos *et al.* (1994), o sistema de jato simples é o que apresenta os maiores valores de resistência dos corpos de solo-cimento.

Os outros sistemas de jato, apresentam resistência menor, devido ao conteúdo de ar presente nos corpos de solo-cimento. Nas Tabelas 4.8 e 4.9, são apresentados para os sistemas de jato simples e duplo, respectivamente, os valores de resistência à compressão dos corpos de solo-cimento.

Tabela 4.8 – Resistência à compressão da coluna de *jet-grouting* em função do tipo de solo, para o sistema de jato simples (Fonte: NEVES, 2010 *apud* CARRETO, 1999).

Autor	Resistência à compressão simples em função do tipo de solo (MPa)			
	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Langbehn (1986)	8 a 12	8 a 12	14 a 17	17 a 21
Mosiici e Guatteri (1986)	2	6	12	-
Xanthakos <i>et al.</i> (1994)	4 a 7	4 a 7	7 a 14	10 a 17
Baumann <i>et al.</i> (1984)	3 a 10	3 a 10	5 a 14	6 a 18
Fiorotto (sem data)	2 a 4	6	10	15

Tabela 4.9 – Resistência à compressão da coluna de *jet-grouting* em função do tipo de solo, para o sistema de jato duplo (Fonte: NEVES, 2010 *apud* CARRETO, 1999).

Autor	Resistência à compressão simples em função do tipo de solo (MPa)				
	Argila Orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Welsh (1991)	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann <i>et al.</i> (1984)	-	-	3 a 10	5 a 14	6 a 18
Paviani (1989)	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Teixeira <i>et al.</i> (1987)	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
JJGA (1995)	0,3	1	1 a 3	-	-
Guatteri <i>et al.</i> (1994)	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-

Portando, como é possível observar nas Tabelas 4.8 e 4.9, o sistema de jato duplo, que utiliza ar para a construção das colunas de *jet-grouting*, apresenta menores resistências que o sistema de jato simples, que utiliza apenas a calda de cimento.

Como também pode ser observado nas Tabelas 4.8 e 4.9, a resistência do *jet-grouting* também depende do tipo de solo no qual serão executadas as colunas de solo-cimento. No entanto, existem outros fatores que influenciam diretamente o dimensionado das colunas de *jet-grouting*, como o tipo de cimento utilizado e a relação água\cimento da calda.

Dessa forma, é esperado que todas essas interferências sejam consideradas no dimensionamento das colunas de *jet-grouting*. No entanto, as duas metodologias de cálculo apresentadas neste trabalho, que é o método de Bustamante (2002) e o método das microestacas, consideram apenas o tipo e a compactação do solo.

Sendo assim, a seguir serão estudadas cada umas dessas metodologias, aplicando o dimensionamento para uma obra na qual foi executado o reforço da fundação, por meio de colunas de *jet-grouting*. Com isso, pretende-se observar as vantagens e as limitações, de cada uma das metodologias de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*.

CAPÍTULO 5

ESTUDO DE CASO

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste estudo de caso, foram analisadas as diferentes metodologias de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, utilizadas para o reforço da fundação de uma edificação existente. O edifício em estudo, encontra-se localizado no estado do Rio de Janeiro, pertencente a região sudeste do Brasil. Na Figura 5.1 está representado o mapa geográfico do Brasil, com destaque para o estado do Rio de Janeiro.



Figura 5.1 – Mapa do Brasil com o estado do Rio de Janeiro em destaque (Fonte: CPRM, 2001).

A área estudada está localizada na cidade de Magé, que pertence à região metropolitana do Rio de Janeiro. O município de Magé, que possui uma altitude de 5 m, encontra-se em uma região costeira, conforme pode ser observado na Figura 5.2.

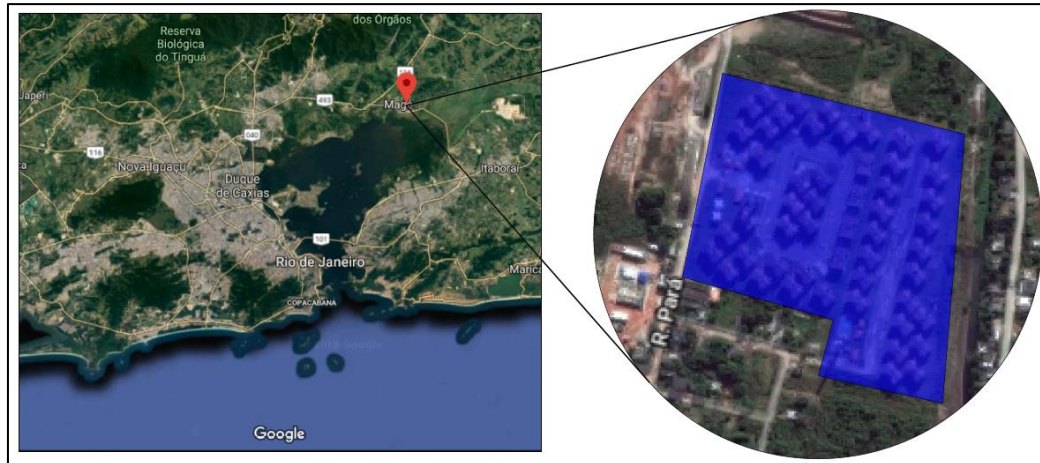


Figura 5.2 – Localização da cidade de Magé - RJ, com destaque do condomínio em estudo (Fonte: adaptado de *Google Earth*, 2018).

Além da localização próxima ao mar, o edifício estudado também se encontra próximo de rios e córregos que cruzam a cidade de Magé. Devido a essa localização, próxima aos corpos d'água, é comum que se encontre, nessa região, solos de fracas características mecânicas, em estado não consolidado, originado por um longo processo de sedimentação.

Portanto, as edificações construídas sobre esses solos, designados por solos moles, exigem soluções geotécnicas mais trabalhosas e mais onerosas, para garantir a segurança necessária as edificações. Na Figura 5.3, está representado a localização da área de estudo, dentro do mapa geológico do estado do Rio de Janeiro.

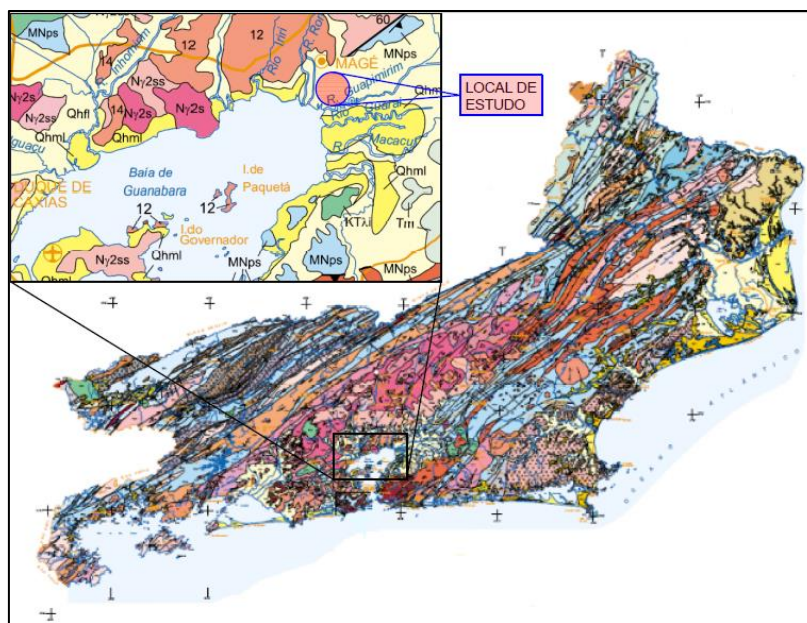


Figura 5.3 – Mapa geológico do estado do Rio de Janeiro, com a área de estudo em destaque, localizado na cidade de Magé - RJ (Fonte: CPRM, 2001).

A partir da Figura 5.3, é possível observar que a cidade de Magé, possui uma grande região composta por um terreno classificado como Qhfl. Esse tipo de terreno, que compõe o solo no qual o edifício estudado está assentado, possui sua descrição geológica na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Descrição geológica do subsolo presente no conjunto habitacional (Fonte: CPMR, 2001).

Depósito Flúvio-Lagunares	
Qhfl	Areais e lamias sobrejacentes a camadas de areias biodetríticas e/ou sedimentos lamosos de fundo lagunar, e ocorrências de turfas. Nos depósitos associados ao canal fluvial (depósitos residuais de canais) ocorrem areias e cascalhos.

De acordo com a descrição geológica do terreno, apresentada na Tabela 5.1, o solo presente no local, trata-se de um solo sedimentar lamoso, com a possível ocorrência de matéria orgânica em algumas regiões. Portanto, poderá ser caracterizado como um solo mole, após análise das investigações geotécnicas do solo.

Dessa forma, esperava-se que construções de maior porte, como é o caso do edifício em estudo, fossem executadas com fundações profundas, que conseguem apoiar em um terreno com maior capacidade resistente. No entanto, o edifício em estudo foi executado com uma fundação direta, e, logo após o término da construção, passou a apresentar problemas de recalque diferencial das fundações. Portanto, para que o edifício pudesse ser utilizado com segurança, adotou-se uma medida de recuperação da edificação, por meio do reforço das fundações, utilizando a técnica de *jet-grouting*.

A implantação desse conjunto residencial, composto por dois lotes, está representado na Figura 5.4, com destaque para o edifício em estudo, que é a torre 30 do condomínio 3.

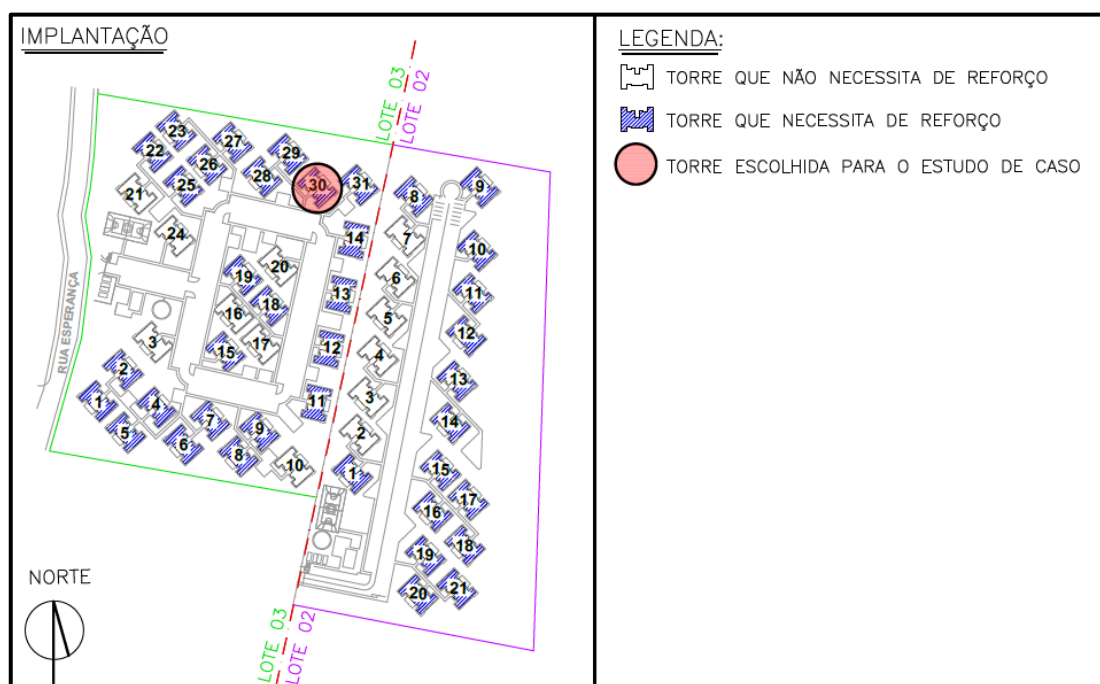


Figura 5.4 – Conjunto residencial com torres comprometidas (Fonte: adaptado do Projetista, 2017).

5.2 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS E CONCEÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

5.2.1 Investigação geotécnica inicial

Para que fosse possível estimar a fundação a ser adotada para os edifícios residenciais, realizou-se uma primeira campanha de investigação geotécnica do subsolo, a partir da execução ensaio SPT. Esse ensaio permitiu estimar a composição e a resistência do solo, em alguns pontos do terreno.

Nessa primeira investigação geotécnica, realizada em 2011, foram executados um total de 11 sondagens, por todo o terreno. A região de interesse para este estudo, onde estão localizados os lotes 02 e 03, foram executadas as sondagens SP-04, SP-05 e SP-06, conforme representado na Figura 5.5.

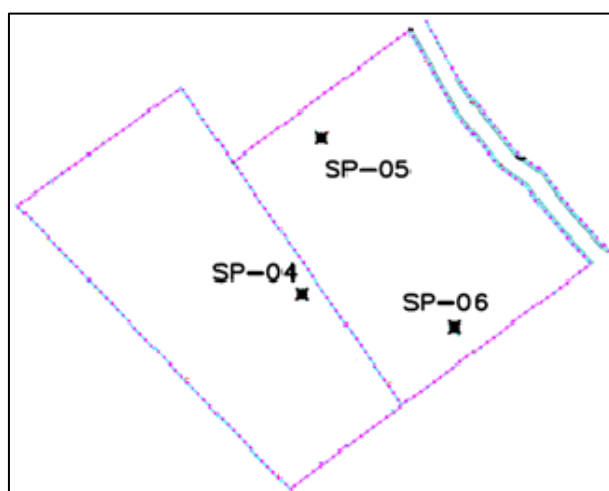


Figura 5.5 – Pontos de sondagens iniciais (Fonte: adaptado de AMORIM PESQUISAS DE SOLOS LTDA, 2011).

A descrição do subsolo, para esta primeira campanha de sondagens, presente no Anexo I deste estudo, está descrita abaixo:

- A primeira camada, de espessura variável entre 0,40 m a 0,70 m, é composta por uma argila silto-arenosa, de coloração escura, que varia entre o amarelo e o preto;
- A segunda camada de solo, que é composta por uma areia siltosa, fofa a pouco compacta, possui uma espessura variável entre 1,30 m a 3,43 m. Essa camada de areia, que apresenta uma coloração cinzenta, possui valores de N_{SPT} que variam entre 3 a 5 golpes;
- A terceira camada de solo, que varia entre uma argila silto-arenosa a um silte arenoso pouco argiloso, possui valores de N_{SPT} entre 3 a 50 golpes. Essa camada de solo possui uma espessura variável, entre 2,87 m a 11,10 m, com coloração que vai desde o bege ao cinza.

- **Solução 02:** fundação superficial do tipo *radier*, desde que fosse executada uma troca de solo, substituindo a camada de argila mole por um solo de melhores características geotécnicas.

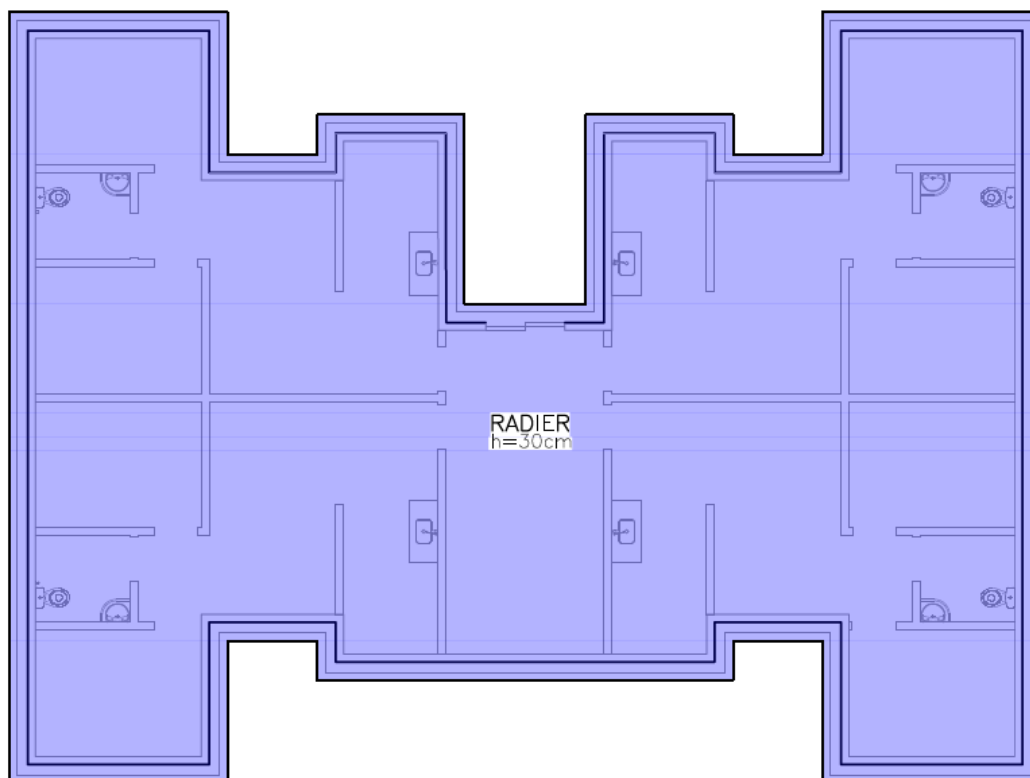


Figura 5.7 – Projeto de fundação em *radier* (Fonte: adaptado do Projestista, 2011).

Dentre as soluções propostas, a que se apresentou mais viável do ponto de vista técnico e económico, foi a solução em estacas de betão armado, já que a substituição do solo mole por outro solo de melhores características mecânicas, se tornaria um processo muito oneroso.

Para essa solução, foram dimensionadas duas opções: uma em estacas do tipo hélice contínua e a outra em estacas pré-moldadas de betão armado, conforme pode ser observado na Figura 5.6.

5.2.3 Execução da fundação do edifício

Apesar da fundação das torres residenciais terem sido projetadas em estacas de betão armado, a fundação executada foi em *radier*. No entanto, essa fundação foi executada sem seguir a condição presente na solução 02, na qual seria necessário realizar, previamente, uma troca de solo responsável por substituir a camada de argila mole por uma camada de solo mais resistente.

Essa solução, em *radier* sem troca de solo, foi adotada devido a alta qualidade de execução do projeto de terraplenagem, que resultou em uma boa compactação da camada superficial do terreno, apresentando uma boa resistência superficial.

A partir dessa boa resistência superficial que o solo apresentou, após a execução do projeto de terraplenagem, optou-se por alterar o projeto de fundação dos edifícios. Dessa forma, a solução de fundação, que era em estacas de betão armado, foi alterada para *radier*, com 30 centímetros (cm) de espessura e um carregamento de aproximadamente 35 kN/m².

5.2.4 Estado do edifício após construção

Logo após a construção, os edifícios passaram a apresentar problemas de recalque diferencial das fundações. Isso ocorreu devido ao assentamento da camada de argila mole, subjacente a camada superficial de solo compactado, que deveria ter sido substituída por um solo de melhores características mecânicas, como foi proposto inicialmente na solução 02.

Esse assentamento da camada de argila mole, ocorreu de forma tão acentuada que, conforme pode ser analisado na Figura 5.8, foi possível observar o desaprumo dos edifícios por meio fotografias.



Figura 5.8 – Desaprumo dos edifícios ocasionado pelo recalque das fundações (Fonte: Empresa executora do reforço, 2017).

Esse desaprumo, caso não fosse adotada uma medida de recuperação ou reforço, poderia ocasionar sérios problemas na estabilidade estrutural da edificação, com o surgimento de patologias por toda a estrutura, conduzindo a um possível colapso do edifício.

No entanto, após a correta análise da situação, optou-se por executar uma solução de reforço das fundações, para que os edifícios com problemas de recalque diferencial pudessem recuperar sua estabilidade.

5.2.5 Descrição geotécnica do subsolo do edifício 30 – condomínio 3

Para que fosse escolhida a solução de reforço mais adequada para a edificação, realizou-se uma nova campanha de sondagens. Nessa nova campanha, foram executados quatro pontos de sondagem em cada um dos edifícios comprometidos.

A seguir, encontra-se a descrição geotécnica do subsolo para o edifício 30, pertencente ao condomínio 3, feita com base em sondagens à percussão, presentes no Anexo II deste estudo:

- A primeira camada de solo, com uma espessura variável entre 1,85 m a 2,05 m, é composta por um aterro silto argiloso, de cor variando entre o vermelho e o amarelo, com valores de N_{SPT} que variam entre 1 a 4 golpes;
- A segunda camada, composta por uma argila muito mole, possui uma cor que varia entre o cinza e cinza escuro. A espessura dessa camada possui um valor que varia entre 3,70 m a 3,92 m, com valores de N_{SPT} entre 0 a 1, caracterizando uma argila mole, com propriedade de baixa resistência mecânica;
- A terceira camada do subsolo, é composta por uma areia média pouco compactada, de coloração cinza, com espessura variando entre 0,10 m e 1,25 m. Essa camada de areia, possui valores de N_{SPT} que variam entre 4 a 6 golpes;
- A quarta e última camada descrita nos relatórios de sondagem, é composta por uma longa camada que varia entre o silte arenoso ao silte arenoso pouco argiloso, pouco a muito compacto, de espessura variável entre 9,42 m e 10,70 m. A cor dessa camada de silte, possui uma variação entre o cinza amarelado ao cinza branco, com valores de N_{SPT} que estão entre 5 a 50 golpes.

O nível do lençol freático foi detetado a uma profundidade variável entre 1,90 m e 1,95 m, com relação à cota de execução das sondagens.

5.2.6 Solução adotada

Após a análise das sondagens à percussão, foi necessário escolher uma solução de reforço das fundações, que fosse capaz de atender as condições impostas pela edificação. Estas condições estão descritas a seguir:

- Limitação de espaço: seria necessário executar o reforço dentro do edifício, e o pé direito da edificação seria um fator limitante para as máquinas e equipamentos utilizados. Dessa forma, a solução adotada deve possuir equipamentos de pequenas dimensões;
- Limitação das vibrações: pelo fato do edifício se encontrar em processo de assentamento, qualquer perturbação poderia causar mais danos à estrutura do edifício. Portanto, seria necessário adotar uma solução que produzisse baixas vibrações;
- Solução efetiva: a solução adotada, deve ser capaz de cessar o processo de recalque das fundações, proporcionando segurança e estabilidade à edificação;
- Viabilidade: a solução adotada deve possuir viabilidade técnica e económica, uma vez que será necessário atender as condições construtivas e não ser uma solução muito onerosa, que tornará o reforço um processo economicamente inviável.

Após analisadas as condições, foi escolhida a solução de *jet-grouting*. Essa solução, apesar de não apresentar o menor custo, era a opção com a maior viabilidade técnica, uma vez que o *jet-grouting* pode ser executado em locais com espaço limitado e é uma técnica que produz baixas vibrações. Além disso, é uma tecnologia de reforço de solo, ou seja, age diretamente no problema, que é o assentamento da camada de argila mole.

Com a escolha do *jet-grouting*, logo foram elaborados o projeto de reforço e os detalhes da execução, que se encontram ilustrados nas Figuras 5.9 e 5.10.

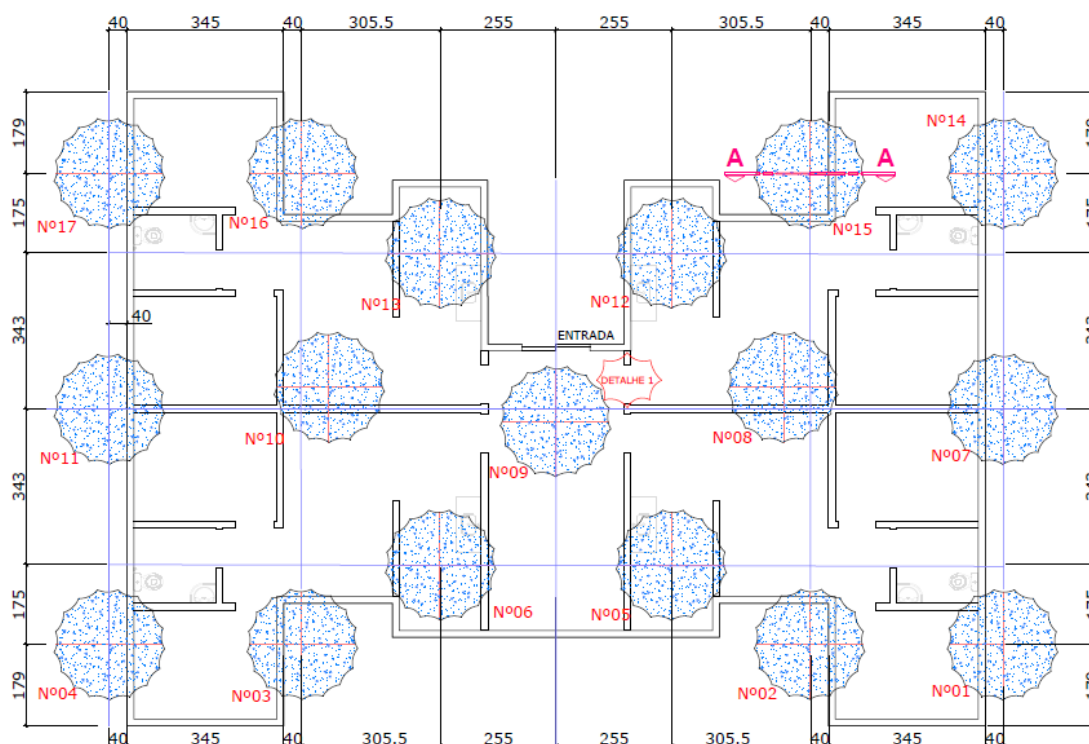


Figura 5.9 – Solução de reforço em colunas de *jet-grouting* (Fonte: Projetista, 2017).

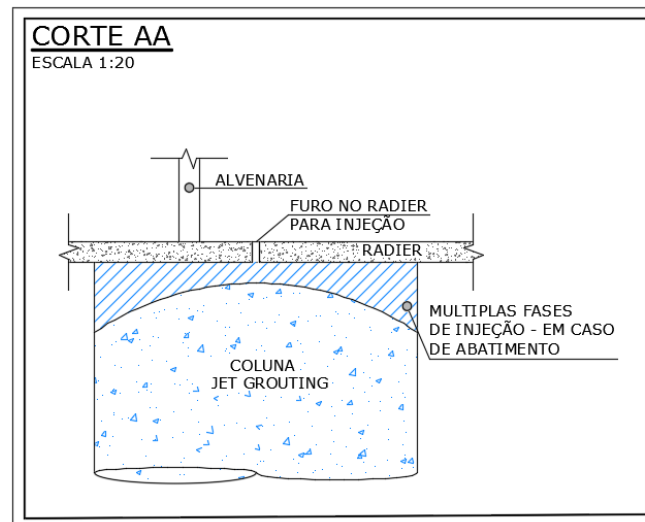


Figura 5.10 – Detalhe da furação da laje (Fonte: Projetista, 2017).

Para o edifício 30, condomínio 03, o projeto de *jet-grouting* contempla colunas de 2,30 m de diâmetro, com 7,0 m de profundidade. As especificações de materiais, juntamente com o controle tecnológico e o desempenho das colunas, estão descritos na Tabela 5.2. É importante ressaltar que essas considerações, feitas em fase de projeto, devem ser confirmadas após a execução de coluna teste.

Tabela 5.2 – Especificações para a execução das colunas de *jet-grouting* (Fonte: Projetista, 2017).

COLUNAS DE JET-GROUTING						
Especificações	Diâmetro teórico previsto para as colunas: 2,30 m;					
	Comprimento das colunas: 7 m;					
	Resistência à compressão mínima: 1,50 MPa;					
	<table border="1"> <tr> <td>Aglutinante</td> <td>Cimento Portland CP IV 32 RS (Preferencialmente);</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Consumo previsto: 600 kgf/m³;</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Fator água/cimento previsto: 1,0 a 1,2;</td> </tr> </table>	Aglutinante	Cimento Portland CP IV 32 RS (Preferencialmente);		Consumo previsto: 600 kgf/m ³ ;	
Aglutinante	Cimento Portland CP IV 32 RS (Preferencialmente);					
	Consumo previsto: 600 kgf/m ³ ;					
	Fator água/cimento previsto: 1,0 a 1,2;					
Controle Tecnológico	Resistência do refluxo da calda: 2 ensaios a cada 100 m ³ teóricos de solo injetado ou fração, 7 e 28 dias;					
	Avaliação da resistência da coluna: extração de testemunho $\phi > 100$ mm para ruptura na idade de 28 dias;					
Desempenho	Prever execução de coluna teste para aferir os parâmetros de injeção: traço da calda, pressão/tempo de injeção e velocidade de rotação e de subida da haste;					
	Retirar amostras das camadas de argila mole e do aterro para análise de suas características físico-químicas e geotécnicas, para confirmação do aglutinante e traço a serem utilizados. Utilizar amostrador Shelby;					
	Ensaio a serem confirmados pela empresa executora:	Granulometria e ensaios de consistência				
		PH do solo/água				
		Teor de matéria orgânica				

Como a solução é composta por colunas isoladas, não é necessário aguardar o endurecimento de uma coluna para realizar a execução das outras. Nesses casos, as colunas são executadas através da sequência executiva *fresh-in-fresh*, descrita na BS EN 12716:2001. Para o edifício em estudo, foi feita a sequência executiva *fresh-in-fresh*, como pode ser observado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Sequência executiva das colunas de *jet-grouting* para o Edifício 30 – Condomínio 03 (Fonte: Projetista, 2017).

Edifício 30 - Condomínio 03					
Ordem de Execução		Número da Coluna	Ordem de Execução		Número da Coluna
Colunas Externas ao Edifício	1	Nº 14	Colunas Internas ao Edifício	11	Nº 12
	2	Nº 16		12	Nº 13
	3	Nº 15		13	Nº 9
	4	Nº 17		14	Nº 10
	5	Nº 1		15	Nº 5
	6	Nº 11		16	Nº 9
	7	Nº 7		17	Nº 6
	8	Nº 4			
	9	Nº 2			
	10	Nº 3			

5.2.7 Determinação do carregamento da coluna de *jet-grouting*

Para encontrar o carregamento máximo de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, a laje do *radier* foi dividida em 17 áreas de influência, conforme a Figura 5.11. No dimensionamento, foi considerada a situação mais desfavorável de cálculo, ou seja, a que oferecesse o maior carregamento para a coluna de *jet-grouting*.

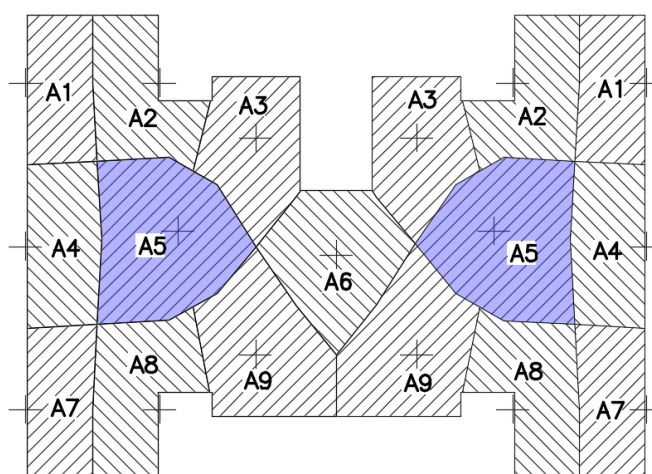


Figura 5.11 – Divisão do *radier* em áreas de influência (Fonte: adaptado do Projetista, 2017).

Como pode ser observado na Figura 5.11, A5 possui a maior área de influência, com um valor de aproximadamente 21 m². Portanto, essa foi a área escolhida para a determinação da carga de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*.

Para obter a carga de dimensionamento, multiplicou-se o valor da área de influência pelo carregamento distribuído do *radier*, que é de 35 kN/m². Esse cálculo está descrito a seguir.

$$N = A_i \times \sigma_{RADIER}$$

$$N = 21 \text{ m}^2 \times 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N = 735 \text{ kN}$$

Logo, a coluna de *jet-grouting* será dimensionada para suportar uma carga de 735 kN.

5.2.8 Controle de qualidade

O controle de qualidade, que foi realizado conforme as especificações de projeto, tem como principal objetivo, verificar se a coluna teste de *jet-grouting* atinge as dimensões e os parâmetros mínimos de projeto. Além disso, também permite ajustar os parâmetros executivos das colunas de *jet-grouting*, como: rotação, pressão de injeção e velocidade de subida da haste de aplicação. Na Tabela 5.4 encontram-se relacionados os parâmetros executivos, retirados da execução da coluna teste.

Tabela 5.4 – Dados do relatório executivo da coluna teste (Fonte: Empresa Executora, 2017).

Sistema de Jato Duplo (<i>SuperJet 35</i>)		
Solos arenosos N_{SPT} ≤ 10	Diâmetro do Bico	3 mm
	Pressão de Injeção	306 kgf/cm ²
	Rotação	3,3 rpm
	Velocidade de Subida	8 min/m
	Passo	5 cm
	Fator água/cimento	1,2
Solos arenosos N_{SPT} ≤ 30	Diâmetro do Bico	3 mm
	Pressão de Injeção	326 kgf/cm ²
	Rotação	3,3 rpm
	Velocidade de Subida	10 min/m
	Passo	5 cm
	Fator água/cimento	1,2
Argila Plástica 3 ≤ N_{SPT} ≤ 5	Diâmetro do Bico	3 mm
	Pressão de Injeção	380 kgf/cm ²
	Rotação	3,3 rpm
	Velocidade de Subida	10 min/m
	Passo	2,5 cm
	Fator água/cimento	1,2

A partir da execução da coluna teste, com os dados apresentados na Tabela 5.4, foram realizadas a inspeção visual e os ensaios laboratoriais da coluna teste. A partir desses ensaios, é possível averiguar se a coluna teste atingiu os parâmetros mínimos considerados no dimensionamento. Nas Figuras 5.12 e 5.13, estão ilustradas a inspeção visual e as amostras retiradas para ensaios laboratoriais da coluna teste, respectivamente.



Figura 5.12 – Aferição do diâmetro da coluna teste (Fonte: Empresa Executora, 2017).



Figura 5.13 – Amostras da coluna teste enviadas ao laboratório (Fonte: Empresa Executora, 2017).

Após verificar que a coluna teste atingiu o diâmetro e a profundidade para o qual foi projetada, e que os ensaios laboratoriais não apresentaram nenhum resultado que justifique a alteração dos parâmetros iniciais de projeto, são executadas as colunas definitivas de *jet-grouting*.

Para acompanhar a eficiência da solução adotada, o recalque dos edifícios foi monitorado, com a medição do assentamento sofrido pela edificação antes e após a execução das colunas definitivas de *jet-grouting*. O resultado desse monitoramento, apresentado na Figura 5.14, permite verificar a estabilização do assentamento do edifício, após a execução do reforço do solo. Portanto, é possível concluir que a solução em colunas de *jet-grouting* foi eficiente para tornar segura a utilização do edifício.

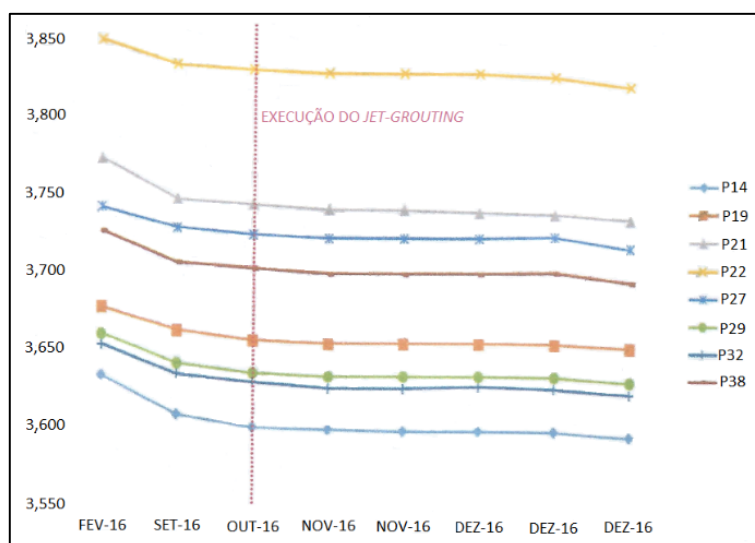


Figura 5.14 – Acompanhamento do assentamento das edificações (Fonte: Empresa Executora, 2017).

5.3 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DA FUNDAÇÃO PELO MÉTODO DE BUSTAMANTE

5.3.1 Carga geotécnica admissível

A partir das quatro sondagens do solo, realizadas na torre 30 do condomínio 3, foi calculado o comprimento necessário da coluna de *jet-grouting*. Esse cálculo, feito com auxílio de uma planilha do programa Excel, que apresenta a carga geotécnica admissível do solo, para cada metro de profundidade. É considerado como comprimento necessário para a coluna de *jet-grouting*, a profundidade em que a relação $Q_0 \leq Q_{adm}$ é verificada.

Para o cálculo da carga geotécnica admissível do solo, foram utilizados parâmetros que foram retirados dos gráficos apresentados por Bustamante (2002), em seu estudo. Nas Tabelas abaixo, Tabela 5.5 a Tabela 5.8, estão representados o cálculo do dimensionamento geotécnico para as colunas de *jet-grouting*.

Tabela 5.5 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-01.

SP-01	MÉTODO DE BUSTAMANTE (2002)									
	DIÂMETRO (m): 2,3									
COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 8										
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	N _{SPT}	Sp (m ²)	K _s	C _s (kPa)	Q _s (kPa)	Q _{u,si} (kN)	Q _{u,s} (kN)	Q _{u,p} (kN)	Q _{u,adm} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	3	4,15	0,30	600	61,8	194,2	194,2	747,9	451,6
2	Silte	1	4,15	0,30	200	0,0	0,0	194,2	249,3	202,3
3	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	194,2	0,0	77,7
4	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	194,2	0,0	97,1
5	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	194,2	0,0	97,1
6	Argila	6	4,15	0,40	1200	50,5	158,7	352,9	1994,3	1173,6
7	Areia	5	4,15	0,15	1000	64,0	201,1	554,0	623,2	588,6
8	Silte	7	4,15	0,30	1400	90,9	285,6	839,6	1745,0	1292,3
9	Silte	8	4,15	0,30	1600	98,2	308,4	1148,0	1994,3	1571,2
10	Silte	13	4,15	0,30	2600	134,5	422,7	1570,7	3240,7	2405,7
11	Silte	29	4,15	0,30	5800	250,9	788,3	2359,0	7229,3	4794,1

Tabela 5.6 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-02.

SP-02	MÉTODO DE BUSTAMANTE (2002)									
	DIÂMETRO (m): 2,3									
	COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 7									
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	N _{SPT}	Sp (m ²)	K _s	C _s (kPa)	Q _s (kPa)	Q _{u,si} (kN)	Q _{u,s} (kN)	Q _{u,p} (kN)	Q _{u,adm} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	4	4,15	0,30	800	69,1	217,1	217,1	997,1	585,4
2	Silte	1	4,15	0,30	200	0,0	0,0	217,1	249,3	211,5
3	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	217,1	0,0	86,8
4	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	217,1	0,0	108,5
5	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	217,1	0,0	108,5
6	Argila	5	4,15	0,40	1000	45,3	142,2	359,3	1661,9	1010,6
7	Areia	8	4,15	0,15	1600	76,0	238,8	598,0	997,1	797,6
8	Silte	13	4,15	0,30	2600	134,5	422,7	1020,7	3240,7	2130,7
9	Silte	19	4,15	0,30	3800	178,2	559,8	1580,5	4736,4	3158,4
10	Silte	20	4,15	0,30	4000	185,5	582,6	2163,1	4985,7	3574,4
11	Silte	27	4,15	0,30	5400	236,4	742,6	2905,7	6730,7	4818,2

Tabela 5.7 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-03.

SP-03	MÉTODO DE BUSTAMANTE (2002)									
	DIÂMETRO (m): 2,3									
	COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 6									
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	N _{SPT}	Sp (m ²)	K _s	C _s (kPa)	Q _s (kPa)	Q _{u,si} (kN)	Q _{u,s} (kN)	Q _{u,p} (kN)	Q _{u,adm} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	3	4,15	0,30	600	61,8	194,2	194,2	747,9	451,6
2	Silte	1	4,15	0,30	200	0,0	0,0	194,2	249,3	202,3
3	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	194,2	0,0	77,7
4	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	194,2	0,0	97,1
5	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	194,2	0,0	97,1
6	Argila	6	4,15	0,40	1200	50,5	158,7	352,9	1994,3	1173,6
7	Silte	8	4,15	0,30	1600	98,2	308,4	661,4	1994,3	1327,8
8	Silte	11	4,15	0,30	2200	120,0	377,0	1038,4	2742,1	1890,3
9	Silte	18	4,15	0,30	3600	170,9	536,9	1575,3	4487,1	3031,2
10	Silte	24	4,15	0,30	4800	214,5	674,0	2249,3	5982,8	4116,1
11	Silte	25	4,15	0,30	5000	221,8	696,9	2946,2	6232,1	4589,2

Tabela 5.8 – Cálculo da carga geotécnica admissível para a sondagem SP-04.

SP-04	MÉTODO DE BUSTAMANTE (2002)									
	DIÂMETRO (m): 2,3									
	COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 6									
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	N _{SPT}	Sp (m ²)	K _s	C _s (kPa)	Q _s (kPa)	Q _{u,si} (kN)	Q _{u,s} (kN)	Q _{u,p} (kN)	Q _{u,adm} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	4	4,15	0,30	800	69,1	217,1	217,1	997,1	585,4
2	Silte	1	4,15	0,30	200	0,0	0,0	217,1	249,3	211,5
3	Argila	1	4,15	0,40	200	0,0	0,0	217,1	332,4	253,0
4	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	217,1	0,0	108,5
5	Argila	0	4,15	0,40	0	0,0	0,0	217,1	0,0	108,5
6	Argila	4	4,15	0,40	800	40,0	125,7	342,7	1329,5	836,1
7	Silte	9	4,15	0,30	1800	105,5	331,3	674,0	2243,6	1458,8
8	Silte	16	4,15	0,30	3200	156,4	491,2	1165,2	3988,6	2576,9
9	Silte	22	4,15	0,30	4400	200,0	628,3	1793,6	5484,3	3638,9
10	Silte	25	4,15	0,30	5000	221,8	696,9	2490,4	6232,1	4361,3

Como pode ser observado nas planilhas de cálculo da carga geotécnica admissível do solo, é necessário um valor diferente de profundidade para cada sondagem analisada. Para melhor analisar o comprimento a ser adotado para as colunas de *jet-grouting*, a Tabela 5.9 apresenta um resumo dos resultados obtidos, através do dimensionamento geotécnico feito pelo método de Bustamante (2002).

Tabela 5.9 – Resumo do dimensionamento geotécnico obtido pelo método de Bustamante (2002).

SONDAGEM	DIÂMETRO (m)	PROFUNDIDADE (m)	CARGA GEOTÉCNICA ADMISSÍVEL Q _{adm} (kN)	CARGA CARACTERÍSTICA DE PROJETO Q ₀ (kN)	CONDIÇÃO Q ₀ ≤ Q _{adm}
SP-01	2,3	8	1292,3	735	Verifica
SP-02	2,3	7	797,6	735	Verifica
SP-03	2,3	6	1173,6	735	Verifica
SP-04	2,3	6	836,1	735	Verifica

Mesmo que duas das sondagens analisadas apresentem o valor de 6 m de profundidade, será adotado o valor de 8 m de comprimento para as colunas de *jet-grouting*, uma vez que o dimensionamento deve ser feito com base na situação mais desfavorável de cálculo.

Portanto, através da metodologia de cálculo apresentada por Bustamante (2002), obtém-se colunas de *jet-grouting* de 2,30 m de diâmetro e 8,0 m de profundidade. Dessa forma, para as quatro sondagens analisadas, é respeitada a seguinte condição de cálculo: $Q_0 \leq Q_{adm}$.

5.3.2 Carga estrutural admissível

Pelo fato da carga estrutural ser um valor difícil de ser obtido, nesse estudo será calculado o valor mínimo de resistência que o material solo-cimento deve apresentar. Respeitando a seguinte condição de cálculo $Q_0 \leq Q_{adm,int}$, é obtido o valor mínimo da carga estrutural admissível:

$$Q_0 \leq Q_{adm,int}$$

$$Q_{adm,int} \geq 735 \text{ kN}$$

A partir da aplicação do fator de segurança, calcula-se a carga estrutural da coluna de *jet-grouting*, conforme o cálculo apresentado abaixo:

$$Q_{adm,int} = \frac{Q_{u,int}}{F_{j,int}}$$

$$735 = \frac{Q_{u,int}}{3}$$

$$Q_{u,int} = 2205 \text{ kN}$$

Com essa carga estrutural, é possível obter a resistência à compressão mínima do material de solo-cimento, que constitui a coluna de *jet-grouting*. O cálculo da resistência à compressão mínima é apresentado abaixo:

$$Q_{u,int} = S_p \times R_{cj}$$

$$2205 = \frac{\pi \times (2,30^2)}{2} \times R_{cj}$$

$$R_{cj} = 530,7 \text{ kPa}$$

$$R_{cj} = 0,53 \text{ MPa}$$

Portanto, para uma carga de 735 kN, é necessário um material cuja resistência à compressão mínima é 0,53 MPa. A obtenção de um material solo-cimento com essa resistência, depende de vários fatores, como dosagem do cimento, tipo de jato utilizado, composição do solo e também de fatores executivos, como tempo de aplicação do jato.

Como é observado, existem vários fatores que pode influenciar a resistência do material solo-cimento que constitui a coluna de *jet-grouting*. No entanto, a resistência à compressão mínima calculada não é um valor tão elevado, sendo facilmente obtido. Isso é verificado ao se analisar o resultado obtido em outros estudos, apresentados na Tabela 5.10, para o sistema de jato duplo, que foi o mesmo utilizado no estudo de caso.

Tabela 5.10 – Resistência à compressão da coluna de *jet-grouting* em função do solo para o sistema de jato duplo (Fonte: NEVES, 2010 *apud* CARRETO, 1999).

Autor	Resistência à compressão simples em função do tipo de solo (MPa)		
	Argila	Silte	Areia
Welsh (1991)	1 a 5	1 a 5	5 a 11
Baumann <i>et al.</i> (1984)	-	3 a 10	5 a 14
Paviani (1989)	1 a 5	1 a 5	8 a 10
Teixeira <i>et al.</i> (1987)	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8
JJGA (1995)	1	1 a 3	-
Guatteri <i>et al.</i> (1994)	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8

5.4 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DA FUNDAÇÃO PELO MÉTODO DAS MICROESTACAS

5.4.1 ELU: dimensionamento geotécnico

Para cada uma das quatro sondagens realizadas no edifício 30 do condomínio 3, foi desenvolvida uma planilha de cálculo, a partir do programa Excel, para determinar a carga limite de compressão (Q_{LC}) e o comprimento mínimo das colunas de *jet-grouting*.

Essa planilha de cálculo, que apresenta o valor da Q_{LC} para cada metro de profundidade, foi calculada a partir das formulações e dos parâmetros apresentados no método das microestacas. Já para determinar o comprimento mínimo das colunas de *jet-grouting*, foi necessário adotar um valor de τ_{c-s} . O valor de τ_{c-s} é diretamente proporcional ao valor de N_{SPT} do solo. Portanto, foi adotado um valor médio de N_{SPT} , para cada uma das sondagens analisadas, sendo utilizado o valor correspondente de τ_{c-s} .

Nas Tabelas a seguir, Tabela 5.11 a Tabela 5.14, estão representados o cálculo do dimensionamento geotécnico e o cálculo do comprimento mínimo para as colunas de *jet-grouting*.

Tabela 5.11 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-01.

SP-01	MÉTODO DAS MICROESTACAS						
	DIÂMETRO (m): 2,30		FS: 2,0		COMPRIMENTO MÍNIMO DA COLUMA (m): 8		
	N _{SPT} : 5		N (kN): 735		COMPRIMENTO DA COLUMA (m): 7		
	τ_{c-s} (kPa): 27,50		COMPRIMENTO ADOTADO DA COLUMA (m):			8	
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	N _{SPT}	τ_{c-s} (kPa)	Q_L^S (kN)	Q_L^S (kN)	Q_L^P (kN)	Q_{LC} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	3	22,5	162,6	162,6	24,4	187,0
2	Silte	1	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
3	Argila	0	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
4	Argila	0	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
5	Argila	0	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
6	Argila	6	30,0	216,8	379,3	56,9	436,2
7	Areia	5	36,7	264,9	644,3	96,6	740,9
8	Silte	7	32,5	234,8	879,1	131,9	1011,0
9	Silte	8	35,0	252,9	1132,0	169,8	1301,8
10	Silte	13	65,0	469,7	1601,7	240,3	1841,9

Tabela 5.12 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-02.

SP-02	MÉTODO DAS MICROESTACAS						
	DIÂMETRO (m): 2,30		FS: 2,0	COMPRIMENTO MÍNIMO DA COLUNA (m): 9			
	NsPT: 4		N (kN): 735	COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 7			
	τ_{c-s} (kPa): 25		COMPRIMENTO ADOTADO DA COLUNA (m): 9				
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	NsPT	τ_{c-s} (kPa)	Q_L^S (kN)	Q_L^S (kN)	Q_L^P (kN)	Q_{LC} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	4	25,0	180,6	180,6	27,1	207,7
2	Silte	1	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
3	Argila	0	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
4	Argila	0	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
5	Argila	0	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
6	Argila	5	27,5	198,7	379,3	56,9	436,2
7	Areia	8	50,7	366,1	745,4	111,8	857,3
8	Silte	13	65,0	469,7	1215,1	182,3	1397,4

Tabela 5.13 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-03.

SP-03	MÉTODO DAS MICROESTACAS						
	DIÂMETRO (m): 2,30		FS: 2,0	COMPRIMENTO MÍNIMO DA COLUNA (m): 9			
	NsPT: 4		N (kN): 735	COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 8			
	τ_{c-s} (kPa): 25		COMPRIMENTO ADOTADO DA COLUNA (m): 9				
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	NsPT	τ_{c-s} (kPa)	Q_L^S (kN)	Q_L^S (kN)	Q_L^P (kN)	Q_{LC} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	3	22,5	162,6	162,6	24,4	187,0
2	Silte	1	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
3	Argila	0	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
4	Argila	0	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
5	Argila	0	0,0	0,0	162,6	24,4	187,0
6	Argila	6	30,0	216,8	379,3	56,9	436,2
7	Silte	8	35,0	252,9	632,2	94,8	727,1
8	Silte	11	48,3	349,2	981,5	147,2	1128,7

Tabela 5.14 – Dimensionamento geotécnico para a sondagem SP-04.

SP-04	MÉTODO DAS MICROESTACAS						
	DIÂMETRO (m): 2,30		FS: 2,0	COMPRIMENTO MÍNIMO DA COLUNA (m): 8			
	NSPT: 5		N (kN): 735	COMPRIMENTO DA COLUNA (m): 8			
	τ_{c-s} (kPa): 27,50		COMPRIMENTO ADOTADO DA COLUNA (m): 8				
PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	NSPT	τ_{c-s} (kPa)	Q_L^S (kN)	Q_L^S (kN)	Q_L^P (kN)	Q_{LC} (kN)
0	-	-	-	-	-	-	-
1	Silte	4	25,0	180,6	180,6	27,1	207,7
2	Silte	1	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
3	Argila	1	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
4	Argila	0	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
5	Argila	0	0,0	0,0	180,6	27,1	207,7
6	Argila	4	25,0	180,6	361,3	54,2	415,5
7	Silte	9	37,5	271,0	632,2	94,8	727,1
8	Silte	16	90,0	650,3	1282,6	192,4	1474,9

Mesmo que o dimensionamento geotécnico apresentou colunas de *jet-grouting* com comprimento variando entre 7 m a 8 m, o comprimento a ser adotado pelo método das microestacas ficou na ordem dos 8 m a 9 m, por conta do comprimento mínimo a ser adotado. Devido a essas diferenças obtidas para o comprimento das colunas de *jet-grouting*, os resultados das quatro sondagens analisadas se encontram resumidos na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Resumo do dimensionamento obtido pelo método das microestacas.

SONDAGEM	DIÂMETRO (m)	COMPRIMENTO ADOTADO (m)	CARGA LIMITE DE COMPRESSÃO Q_{LC} (kN)	CARGA AXIAL DE COMPRESSÃO N (kN)	CONDIÇÃO $Q_{LC} \geq N$
SP-01	2,3	8	740,9	735	Verifica
SP-02	2,3	9	857,3	735	Verifica
SP-03	2,3	9	1128,7	735	Verifica
SP-04	2,3	8	1474,9	735	Verifica

Para que o dimensionamento seja projetado com segurança, o valor de comprimento a ser adotado para as colunas de *jet-grouting* é de 9 m. Dessa forma, verifica a condição $Q_{LC} \geq N$ em todas as sondagens analisadas.

Portanto, pelo método das microestacas, as dimensões adotadas para as colunas de *jet-grouting* são, respectivamente, 2,30 m para o diâmetro e 9 m para o comprimento.

5.4.2 ELU: dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural das colunas de *jet-grouting*, é feito com a determinação da resistência à compressão e da resistência à tração que o material solo-cimento deve apresentar. Pelo fato do carregamento presente neste estudo, provocar esforços de compressão simples nas colunas de *jet-*

grouting, será determinado apenas a resistência à compressão mínima que o material deve apresentar. O cálculo da resistência a compressão simples é descrito através do cálculo abaixo:

$$\sigma_c = \frac{N_{pl}}{A_b} + \frac{M}{W}$$

$$\sigma_c = \frac{735}{4,15}$$

$$\sigma_c = 177,1 \text{ kPa}$$

$$\sigma_c = 0,18 \text{ MPa}$$

Como apresentado na Tabela 5.9, o valor de resistência à compressão de mínima de 0,18 MPa é facilmente atingido para colunas executadas com o sistema de jato duplo.

5.4.3 ELS: assentamento axial

Para o cálculo do assentamento axial, o único parâmetro a ser determinado através de ábacos é o módulo de deformabilidade do solo-cimento (E). Este parâmetro, dependente da resistência à compressão das colunas de *jet-grouting*, foi obtido a partir da dosagem do cimento, que para o estudo de caso foi de 600 kg/m³, após isso foi estimado uma resistência à compressão do material, que ficou por volta dos 4,5 MPa, bem superior ao valor estimado anteriormente.

A partir da estimativa da resistência à compressão dos corpos de solo-cimento, foi possível estimar o valor de E, que ficou por volta de 2300 MPa. Com o de E, foi possível calcular o assentamento elástico sofrido pelas colunas de *jet-grouting*, que estão representados na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 – Quadro resumo do cálculo do assentamento axial das colunas de *jet-grouting*.

ASSENTAMENTO AXIAL			
P (kN)	735	L (m)	9
D (m)	2,3	A (m ²)	4,15
Dosagem do Cimento (kg/m ³)	600	σ (MPa)	4,5
		E (MPa)	2300
Δ_{el} (mm)		0,7	

Se considerado o estudo feito por Bustamante (2002), no qual é desenvolvida uma metodologia de cálculo para as colunas de *jet-grouting*, limitando o valor do assentamento a 10 % do diâmetro da coluna, o valor de assentamento calculado pelo método das microestacas está dentro do valor aceitável, já que 10 % do diâmetro de 2,30 m, equivale a 230 mm de assentamento.

5.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Ao analisar as duas metodologias de dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, observa-se que ambas apresentam resultados distintos do que foi executado, tanto para a profundidade quanto para a mínima resistência à compressão dos corpos de solo-cimento.

A colunas de *jet-grouting*, que foram executadas como reforço da fundação do edifício, se basearam em formulações teóricas, e também na experiência de profissionais especializados na construção desse tipo de reforço. Para o reforço do edifício 30 do condomínio 3, as colunas apresentaram 2,30 m de diâmetro, 7,0 m de comprimento e 1,50 MPa de resistência mínima à compressão.

Ao dimensionar as colunas de *jet-grouting*, pelo método desenvolvido por Bustamante (2002), mantendo apenas o diâmetro de 2,30 m, os resultados obtidos foram divergentes do que foi executado. Nessa metodologia, o comprimento foi estimado em 8,0 m, enquanto a resistência à compressão mínima do material solo-cimento, foi calculada em 0,53 MPa. As diferenças percentuais de dimensionamento entre o método de Bustamante (2002) e as colunas de *jet-grouting* executadas, encontram-se relacionadas na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Resumo das diferenças de dimensionamento pelo método de Bustamante (2002).

	Executado	Método de Bustamante (2002)	Diferença (%)
Comprimento (m)	7,0	8,0	14
Resistência à compressão (MPa)	1,5	0,53	65

Como é observado na Tabela 5.17, a resistência à compressão dos corpos de solo-cimento, apresentou uma diferença de resultados maior do que o comprimento. Esses resultados, são reflexos das considerações feitas no dimensionamento das colunas de *jet-grouting*.

Para o cálculo do comprimento das colunas de *jet-grouting*, pelo método de Bustamante (2002), são considerados apenas alguns dos fatores que influenciam o resultado final dessa dimensão, que é o tipo e a compactação do solo. No entanto, ao dimensionar a resistência mínima à compressão dos corpos de solo-cimento, não se consideraram nenhum desses fatores de influência.

Portanto, essas diferenças de dimensionamento, observadas pelo método de Bustamante (2002), podem ser reflexos da ausência de consideração de todos os fatores que influenciam o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*.

Já o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, realizado pelo método das microestacas, apresentou uma maior dispersão de resultados, quando comparado com o método de Bustamante (2002). Nesta

metodologia, mantendo o diâmetro de 2,30 m, o comprimento calculado foi de 9,0 m e a resistência à compressão mínima foi de 0,18 MPa. A diferença percentual do dimensionamento entre a metodologia das microestacas e as dimensões executadas das colunas de *jet-grouting*, estão representadas na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Resumo das diferenças de dimensionamento pelo método das microestacas.

	Executado	Método das Microestacas	Diferença (%)
Comprimento (m)	7,0	9,0	29
Resistência à compressão (MPa)	1,5	0,18	88

Mais uma vez, é observado que a resistência à compressão das colunas de *jet-grouting*, apresenta maior diferença de dimensionamento que o comprimento.

Apesar de no método das microestacas, o tipo e a compactação do solo, serem considerados no dimensionamento do comprimento das colunas de *jet-grouting*, a diferença percentual entre o executado e o dimensionado, é maior que a diferença obtida pelo método de Bustamante (2002). Isso pode ser explicado, pelo fato da metodologia das microestacas apresentar um cálculo de comprimento mínimo, no qual é necessário adotar um valor de tensão tangencial para toda a camada de solo, que é uma situação que não ocorre na realidade.

E, assim como no método de Bustamante (2002), a diferença da resistência mínima à compressão entre o que foi executado e o que foi calculado, pode ser explicado pela ausência da consideração, no método das microestacas, dos fatores que influenciam os resultados obtidos *in situ*. Além disso, essa metodologia também não considera nenhum fator de segurança, apresentando resultados mais dispersos para essa propriedade.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Como observado ao longo do estudo, a versatilidade apresentada pela técnica de *jet-grouting*, é um dos fatores que contribuem para a viabilidade dessa tecnologia. Devido as vantagens inerentes a técnica de *jet-grouting*, como: uso nos mais variados tipos de solo, possibilidade de construção em espaços limitados e corpos de solo-cimento que possuem baixa permeabilidade, a aplicação dessa tecnologia se estende aos mais variados tipos de obra, desde cortinas de contenção, em solos saturados, até a formação de uma parede impermeável para construção de barragens.

Neste estudo, foi possível observar que essa técnica de reforço de solo, também se apresentou como uma alternativa viável para o reforço de fundações superficiais. Isto é comprovado, a partir da análise do estudo de caso apresentado nesse trabalho, pois, além das colunas de *jet-grouting* garantirem estabilidade ao maciço de solo, foram capazes de resistir ao carregamento proveniente da estrutura, interrompendo a movimentação do edifício.

Entretanto, a utilização da técnica de *jet-grouting* como reforço de fundações superficiais, ainda se encontra aquém do ideal, uma vez que não há um consenso no meio científico sobre o dimensionamento das colunas de *jet-grouting*. Portanto, neste trabalho, foram descritas e estudadas duas metodologias presentes em referenciais bibliográficos internacionais, que é o método de Bustamante (2002) e o método das microestacas.

O resultado do dimensionamento obtido por essas duas metodologias, foram confrontados com as dimensões executadas em um caso real, de uma edificação localizada na cidade de Magé – RJ. Neste estudo de caso, as colunas de *jet-grouting* foram executadas considerando o dimensionamento teórico e a experiência de profissionais especialistas na execução das colunas de solo-cimento. É importante ressaltar que a consideração desses especialistas, foi de fundamental importância para obter resultados

otimizados que, conseqüentemente, permitiu a redução do comprimento das colunas de *jet-grouting*, sem sacrificar a segurança e a qualidade do produto final.

Dentre as duas metodologias de dimensionamento estudadas, o método de Bustamante (2002) foi o que apresentou resultados mais próximos do que foi executado, sendo este, um bom método para se obter resultados iniciais de dimensionamento. Porém, como também foi observado ao longo do trabalho, é preciso confrontar os resultados do dimensionamento, com a experiência de especialistas que executam colunas de *jet-grouting* que, por meio da vasta experiência, permite obter um dimensionamento otimizado das colunas de solo-cimento.

Dessa forma, apesar do método de Bustamante (2002), neste estudo, apresentar resultados mais próximos do que foi executado, essa metodologia de cálculo pode ser considerada conservadora, uma vez que se mostrou a possibilidade de redução do comprimento, mantendo o mesmo diâmetro.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Dadas as limitações apontadas no dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, estudos futuros poderiam ser dedicados à determinação de fatores de segurança mais condizentes com a realidade dessa tecnologia, já que vários dos fatores que interferem no produto final das colunas de *jet-grouting*, não são considerados em fase de dimensionamento.

O ideal seria estudar a contribuição de cada um desses fatores intervenientes na resistência e nas dimensões da coluna de *jet-grouting*, para que a coluna obtida na execução, apresente dimensões e propriedades mais próximas dos valores obtidos no dimensionamento.

No entanto, antes de estudar a influência desses fatores no dimensionamento das colunas de *jet-grouting*, é preciso realizar uma vasta pesquisa para obtenção de uma base de dados, que seja suficiente para correlacionar todos esses fatores com o dimensionamento. Uma outra limitação dessa técnica, é a falta de estudos sobre as propriedades obtidas através de diferentes sistemas de aplicação de jato, em diferentes tipos de solo.

Para a criação dessa base dados, será necessário a realização de estudos mais práticos, voltados para a determinação de características mecânicas das colunas de *jet-grouting*, que são obtidas através de ensaios laboratoriais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA (ABEF) - **Manual de execução de fundações e geotecnia: práticas recomendadas**. São Paulo: PINI, 2012. ISBN 978-85-7266-260-4.

ABRAMENTO, Marurício; KOSHIMA, Akira; ZIRLIS, Alberto Casati - Reforço do terreno. In ABMS/ABEF - Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. ISBN 85-7266-098-4.

BARAN, Karin Rodrigues - Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí - SC. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2014. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/132957/333387.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 29 abr. 2018.

BARBOSA, Igor Luís Lopes Ferreira - Muros de contenção com geossintéticos em aterros sobre solos moles reforçados com colunas de Jet Grout. Porto: Universidade do Porto, 2013. Dissertação de mestrado. Disponível em: <https://sigarra.up.pt/feup/pt/pub_geral.pub_view?pi_pub_base_id=25991>. Acesso em 04 mai. 2018.

BARROS, Luís Miguel de Sousa - Escavações em solos suportadas por paredes mistas tipo Berlim definitivas combinadas com colunas de Jet Grout ou painéis de Cutter Soil Mixing armados. Análise pelo método dos elementos finitos. Porto: Universidade do Porto, 2015. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/79719>>. Acesso em: 01 mai. 2018.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BS EN 12716:2001, Execution of special geotechnical works - Jet grouting. Brussels: European Committee for Standardization.

BUSTAMANTE, Michel - Les colonnes de jet grouting: dimensionnement et contrôle. Séminaire Franco-Tunisien: pathologie des sols et des fondations. Hammamet, 2002.

BUSTAMANTE, Michel.; DOIX, Bernard. - Une method pour le calcul de tirants et des micropieux injectes. Bulletin de Liason des Laboratories des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, 1985, Paris.

CARLETTO, Marcos Francisco Wosgrau - Jet grouting (sistema monofluido): um método teórico simplificado para a previsão do diâmetro das colunas. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2009. Tese de doutorado. Disponível em: < <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-13102009-154059/pt-br.php> >. Acesso em 06 mai. 2018.

CHEMICAL GROUTING CO - SuperJet Association.

CORREIA, João Nuno Duarte - Reforço de fundações de edifícios. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, 2014. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/563345090412827/Tese%20-%20Reforco%20de%20fundacoes%20de%20edificios%20-%20Joao%20Correia%20-%20Versao%20Final.pdf>>. Acesso em 20 mai. 2018.

CROCE, Paolo; FLORA, Alessandro; MODONI, Giuseppe - **Jet Grouting: technology, design and control**. 1. ed. New York: CRC Press, 2014. ISBN 9781138076273.

ESTEVES, Elisabete Fernanda Miranda da Costa Escaleira - Aluviões silto-argilosos moles de Portugal: parametrização para o dimensionamento de estruturas geotécnicas. Porto: Universidade do Porto, 2014. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/71649/2/27205.pdf> >. Acesso em 14 mai. 2018.

FONSECA, A. Viana da - Alicerces de ontem, fundações de amanhã: o reforço como garantia da preservação monumental. 2º seminário - A intervenção no património. Práticas de conservação e reabilitação: FEUP, 2007. Disponível em:

<https://sigarra.up.pt/fcnaup/pt/pub_geral.show_file?pi_gdoc_id=350966>. Acesso em 12 mai. 2018.

FONSECA, Ewerton Clayton Alves da - Estudo experimental do comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Brasília: Universidade de Brasília, 2017. Tese de doutorado. Disponível em: <www.geotecnia.unb.br/downloads/teses/129-2017.pdf>. Acesso em 23 abr. 2018.

FREITAS, Breno Braga De Souza - Políticas públicas, erosão costeira e ocupação urbana na linha de costa entre Rio Vermelho e Pituba, Salvador/Bahia. Salvador: Universidade Federal da Bahia, 2016.

Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio.ufba.br/ri/handle/ri/21038>>. Acesso em 29 abr. 2018.

FREITAS, Joana Isabel Ricardo Gaspar de - O litoral português na época contemporânea: representações, práticas e consequências. Os casos de Espinho e do Algarve (c. 1851 a c. de 1990). Lisboa: Universidade de Lisboa, 2010. Tese de doutorado. Disponível em:

<repositorio.ul.pt/bitstream/10451/3004/1/ulsd60090_td.pdf>. Acesso em 30 abr. 2018.

GARCIA, Ricardo - Portugueses vivem cada vez mais perto do mar. Público, 24 nov. 2012. [Consult. 30 abr. 2018]. Disponível em: <<https://www.publico.pt/2012/11/24/ecosfera/noticia/freguesias-junto-ao-mar-tem-cada-vez-mais-habitantes-1574828>>.

GONÇALVES, Marco António da Silva - Solos de fundação reforçados com colunas de Jet Grout encabeçadas por plataformas multi-reforçadas com geossintéticos. Porto: Universidade do Porto, 2012.

Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/68441/1/000155088.pdf>>. Acesso em 06 mai. 2018.

GOTLIEB, Mauri - 12.A Reforço das fundações. In Fundações: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo : Pini, 1998. ISBN 85-7266-098-4.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MARQUES, Daniela Alexandra Oliveira - Reforço de solos de fundação com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintéticos. Porto: Universidade do Porto, 2008. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/58775/1/000129221.pdf>>. Acesso em 26 mai. 2018.

MASSAD, Faiçal - **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010. ISBN 978-85-86238-97-0.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando - **Patologia das Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2008. ISBN 978-85-86238-81-9.

NEVES, Manuel João Niza das - Técnicas de recalçamento e reforço de fundações: metodologias, dimensionamento e verificações de segurança. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, 2010. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395142103007/Tese%2056426.pdf>>. Acesso em 18 abr. 2018.

OLIVEIRA, Alexandre Magno de - Fissuras, trincas e rachaduras causadas por recalque diferencial de fundações. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2012. Monografia de especialização. Disponível em: <<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg2/96.pdf>>. Acesso em 15 mai. 2018.

PINTO, Carlos de Sousa - **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006. ISBN 978-85-7975-116-5.

PÓVOA, Luisa Muylaert de Menezes - Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ. Campos dos Goytacazes: Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2016. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<http://uenf.br/posgraduacao/engenharia-civil/wp-content/uploads/sites/3/2016/12/Disserta%C3%A7%C3%B5es-de-Mestrado-2016-LUISA-MUYLAERT-DE-MENEZES-P%C3%93VOA.pdf>>. Acesso em 19 mai. 2018.

REBÊLO, Thaiane dos Santos - Estudo de caso de uma obra de reforço de fundações e renivelamento de edifícios. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017. Monografia de graduação. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10020619.pdf>>. Acesso em 22 abr. 2018.

ROBERTO, Inês Maranga - Colunas de jet grouting na construção de túneis. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://core.ac.uk/download/pdf/47131541.pdf>>. Acesso em 07 abr. 2018.

RODRIGUES, Natália Lopes - Comparação entre os ensaios de adensamento realizados em equipamento convencional e em equipamento de DSS em argila mole. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014. Monografia de graduação. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10009293.pdf>>. Acesso em 15 mai. 2018.

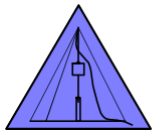
SANTOS, Cláudia Sofia Neves dos - Reforço de fundações em solos margosos. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2014. Dissertação de mestrado. Disponível em: <https://run.unl.pt/bitstream/10362/14601/1/Santos_2014.pdf>. Acesso em 15 mai. 2018.

SANTOS, Eder Carlos Guedes dos - Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-10042007-110106/pt-br.php>>. Acesso em 06 mai. 2018.

SOUSA, Lino Rafael da Silva - Aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout e plataformas de transferência de carga em betão armado. Porto: Universidade do Porto, 2011. Dissertação de mestrado. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/63417/1/000149685.pdf>>. Acesso em 22 abr. 2018.

XANTHAKOS, Petros P.; ABRAMSON, Lee W.; BRUCE, Donald A. - **Ground: control and improvement**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1994. ISBN 0-471-55231-3.

ANEXO I – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA INICIAL

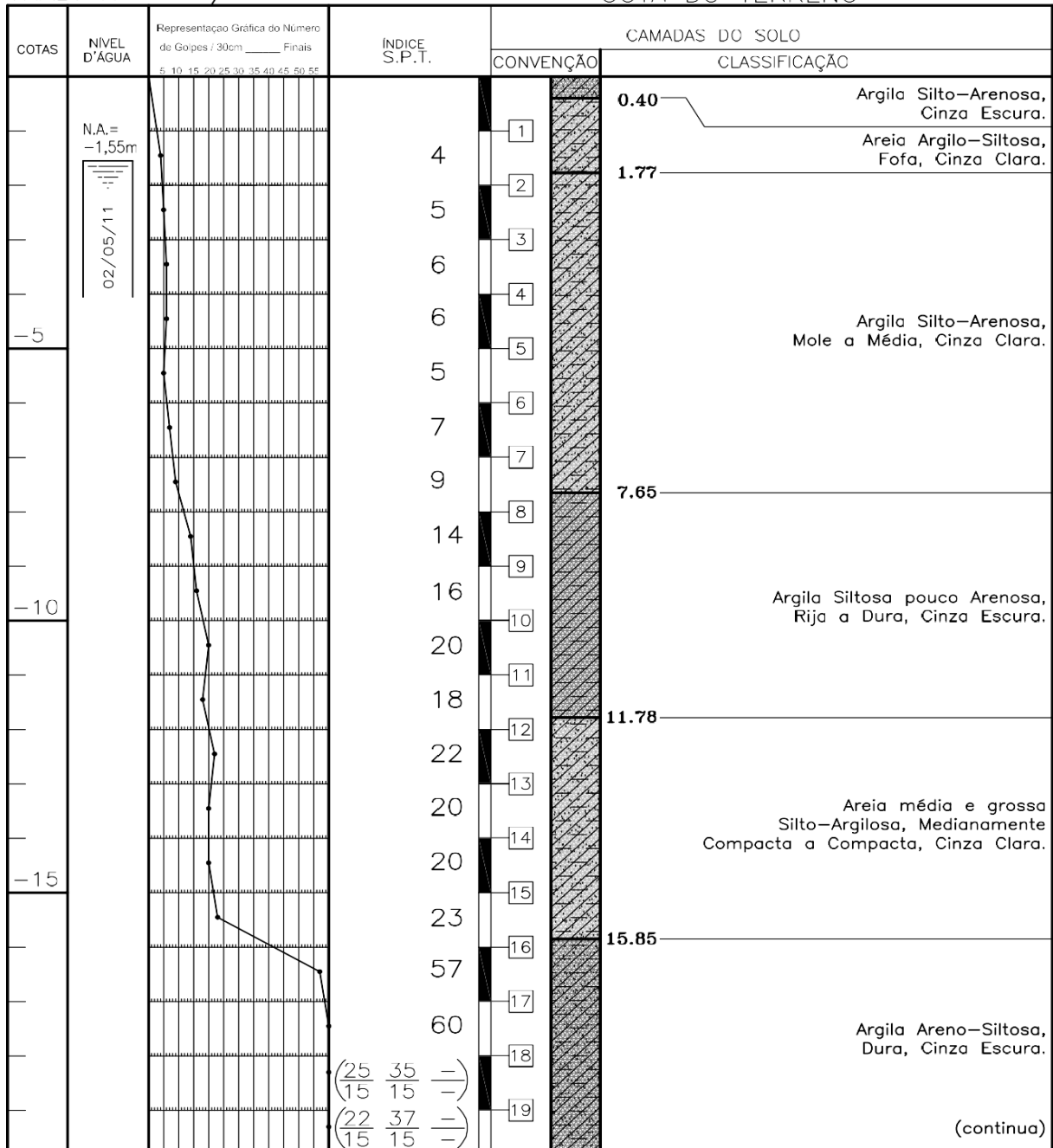


AMORIM
PESQUISAS DE SOLOS LIDA

Rua Nove de Julho, 1.555 - Jd. Nove de Julho,
Ferraz de Vasconcelos / SP. - Cep 08505-000
Fone/ Fax: (11)4675-4091 Cel: (11)8287-0521
e-mail sondagens.amorim@hotmail.com

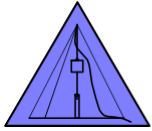
SONDAGEM SPO4

CLIENTE: **BROOKFIELD EMPREENDIMENTOS S.A.** DIÂMETRO 2 Ø 1/2
OBRA: RUA ESPERANÇA, 500 – MAGÉ – RJ
TRAB. N° 0019/11 COTA DO TERRENO =



NÍVEL D'ÁGUA			AVANÇO DA SONDAGEM		TÉRMINO DA SONDAGEM	
DATA	HORA	PROFUND.	TIPO	PROFUNDIDADE	TÉRMINO DA SONDAGEM	DATA
02/05	7:50	1.90	TRADO CONCHA	0.00 a 2.00	20.30 METROS	02/05/11
02/05	8:00	1.70	TRADO ESPIRAL			
02/05	8:10	1.55	LAVAGEM	2.45 a 20.00		DESENHISTA
			REVESTIMENTO	4.00m	ASSINATURA	Leandro

ESC.: 1:100



AMORIM
PESQUISAS DE SOLOS LTDA

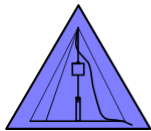
Rua Nove de Julho, 1.555 - Jd. Nove de Julho,
Ferraz de Vasconcelos / SP. - Cep 08505-000
Fone/ Fax: (11)4675-4091 Cel: (11)8287-0521
e-mail sondagens.amorim@hotmail.com

SONDAGEM SP04

CLIENTE: **BROOKFIELD EMPREENDIMENTOS S.A.** DIÂMETRO 2 Ø 1/2"
OBRA: RUA ESPERANÇA, 500 – MAGÉ – RJ
TRAB. N° 0019/11 COTA DO TERRENO =

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	Representação Gráfica do Número de Golpes / 30cm 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55	ÍNDICE S.P.T.	CONVENÇÃO	CAMADAS DO SOLO	
				CLASSIFICAÇÃO		
-20			(26 40 -) (15 15 -)	20 (continuação) 20.30	Argila Areno-Siltosa, Dura, Cinza Escura.	
				21		
				22		
				23		
				24		
-25				25		
				26		
				27		
				28		
				29		
-30				30		
				31		
				32		
				33		
				34		
-35				35		
				36		
				37		
				38		
				39		
OBS: () AMOSTRAS NÃO RECUPERADAS.						
NÍVEL D'ÁGUA			AVANÇO DA SONDAÇÃO		TÉRMINO DA SONDAÇÃO	
DATA	HORA	PROFUND.	TIPO	PROFUNDIDADE	TÉRMINO DA SONDAÇÃO	DATA
02/05	7:50	1.90	TRADO CONCHA	0.00 a 2.00	20.30 METROS	02/05/11
02/05	8:00	1.70	TRADO ESPIRAL			
02/05	8:10	1.55	LAVAGEM	2.45 a 20.00		DESENHISTA
			REVESTIMENTO	4.00m	ASSINATURA	Leandro

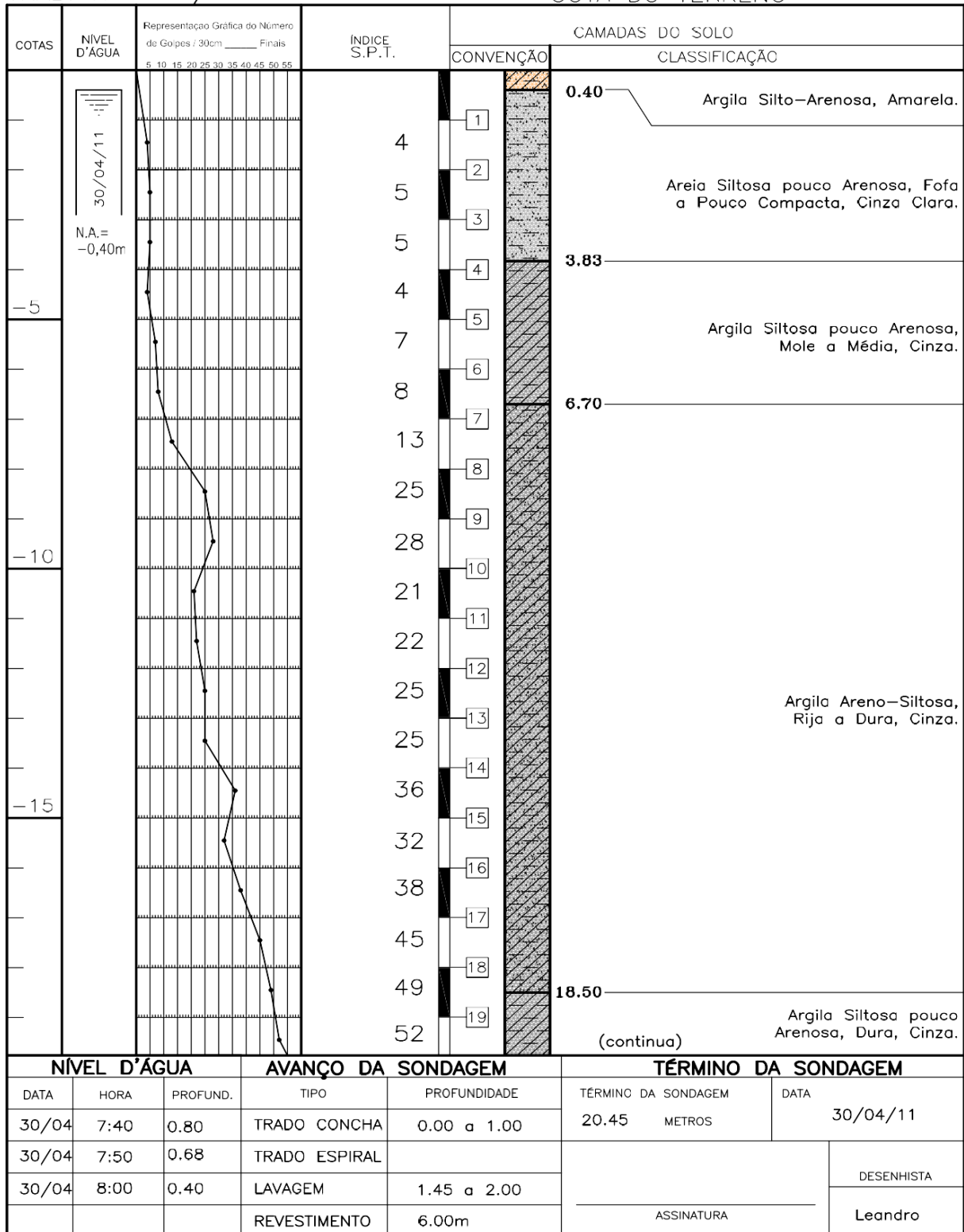
ESC.: 1:100



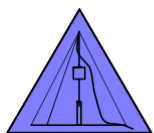
AMORIM
PESQUISAS DE SOLOS LTDA

Rua Nove de Julho, 1.555 - Jd. Nove de Julho,
Ferraz de Vasconcelos / SP. - Cep 08505-000
Fone/ Fax: (11)4675-4091 Cel: (11)8287-0521
e-mail sondagens.amorim@hotmail.com **SONDAGEM SP 05**

CLIENTE: **BROOKFIELD EMPREENDIMENTOS S.A.** DIÂMETRO 2 ϕ 1/2
OBRA: RUA ESPERANÇA, 500 – MAGÉ – RJ
TRAB. N° 0019/11 COTA DO TERRENO =



ESC.: 1:100



AMORIM
PESQUISAS DE SOLOS LTDA

Rua Nove de Julho, 1.555 - Jd. Nove de Julho,
Ferraz de Vasconcelos / SP. - Cep 08505-000
Fone/ Fax: (11)4675-4091 Cel: (11)8287-0521

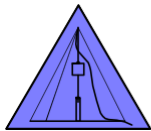
e-mail sondagens.amorim@hotmail.com **SONDAGEM SP 05**

CLIENTE: **BROOKFIELD EMPREENDIMENTOS S.A.** DIÂMETRO 2 ϕ 1/2"
OBRA: RUA ESPERANÇA, 500 – MAGÉ – RJ
TRAB. N° 0019/11

COTA DO TERRENO =

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	Representação Gráfica do Número de Golpes / 30cm 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55	ÍNDICE S.P.T.	CONVENÇÃO	CAMADAS DO SOLO	
					CLASSIFICAÇÃO	
-20			61	20	(continuação)	Argila Siltosa pouco Arenosa, Dura, Cinza.
				20.45		
				21		
				22		
				23		
				24		
-25				25		
				26		
				27		
				28		
				29		
-30				30		
				31		
				32		
				33		
				34		
-35				35		
				36		
				37		
				38		
				39		
NÍVEL D'ÁGUA		AVANÇO DA SONDAGEM			TÉRMINO DA SONDAGEM	
DATA	HORA	PROFUND.	TIPO	PROFUNDIDADE	TÉRMINO DA SONDAGEM	DATA
30/04	7:40	0.80	TRADO CONCHA	0.00 a 1.00	20.45 METROS	30/04/11
30/04	7:50	0.68	TRADO ESPIRAL			
30/04	8:00	0.40	LAVAGEM	1.45 a 20.00	ASSINATURA	DESENHISTA
			REVESTIMENTO	6.00m		

ESC.: 1:100

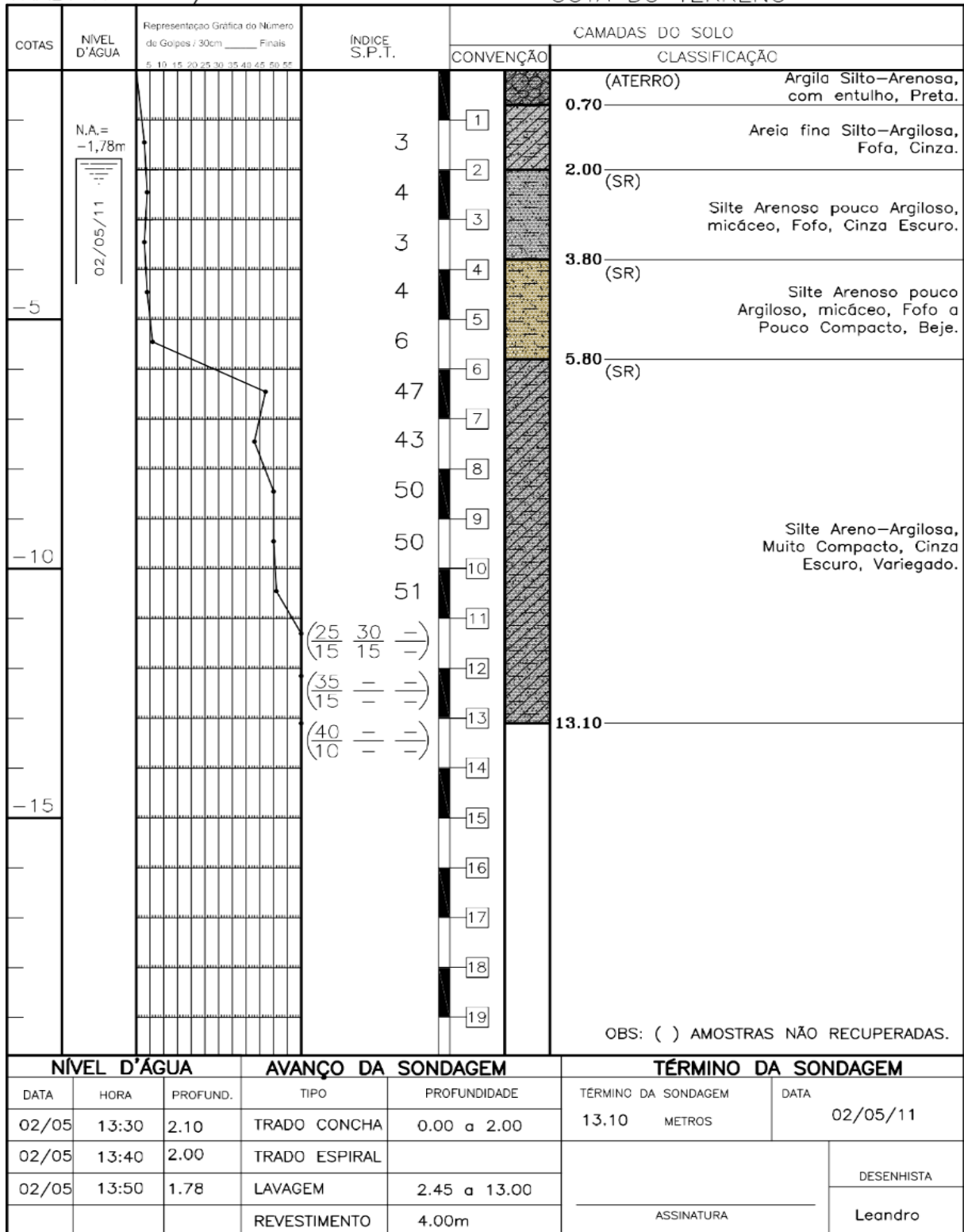


AMORIM
PESQUISAS DE SOLOS LTDA

Rua Nove de Julho, 1.555 - Jd. Nove de Julho,
Ferraz de Vasconcelos / SP. - Cep 08505-000
Fone/ Fax: (11)4675-4091 Cel: (11)8287-0521
e-mail sondagens.amorim@hotmail.com

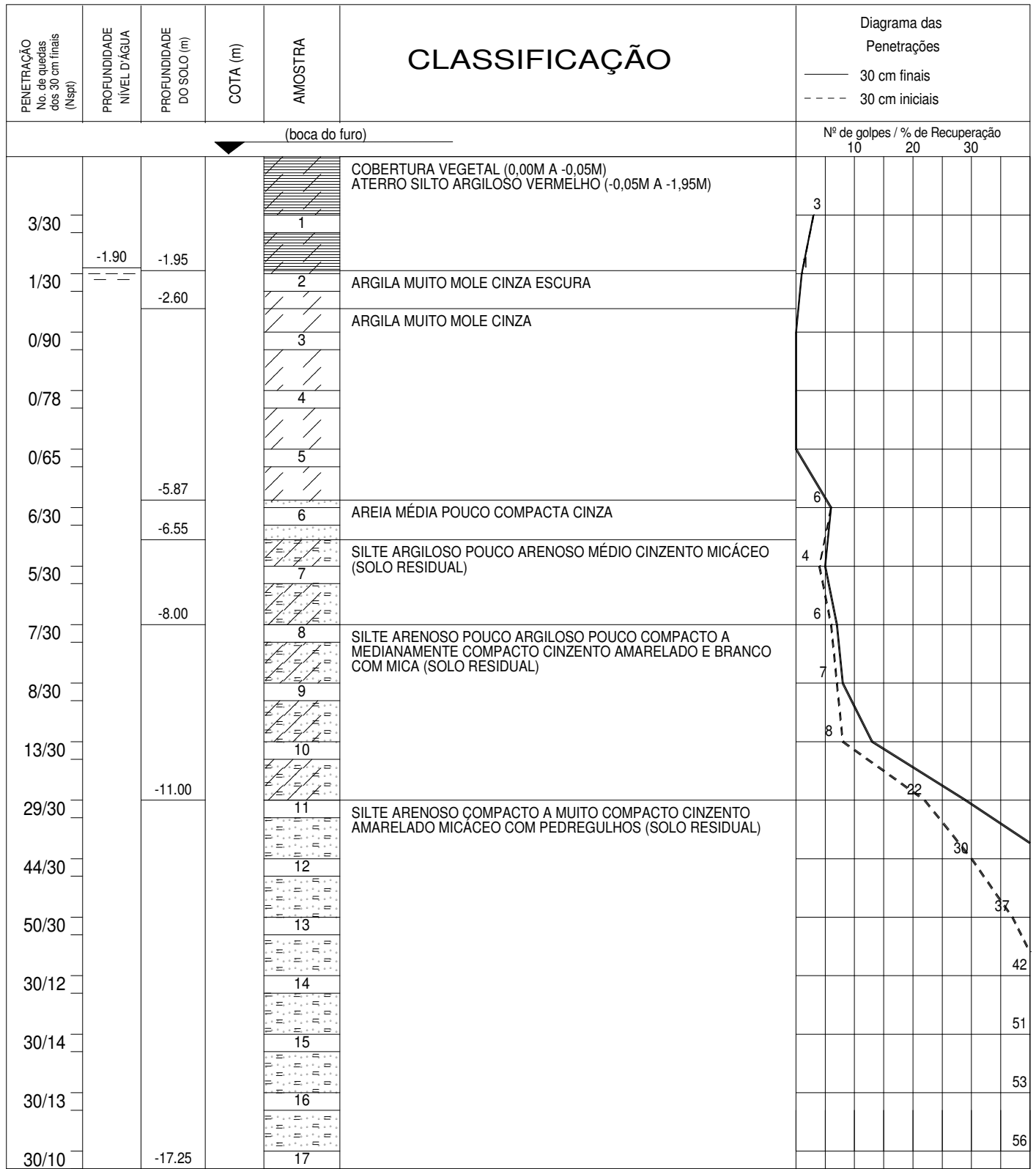
SONDAGEM SP 06

CLIENTE: **BROOKFIELD EMPREENDIMENTOS S.A.** DIÂMETRO 2 ϕ 1/2
OBRA: RUA ESPERANÇA, 500 – MAGÉ – RJ
TRAB. N° 0019/11 COTA DO TERRENO =




ESC.: 1:100

ANEXO II – SONDAGENS A PERCUSSÃO DO EDIFÍCIO 30 DO CONDOMÍNIO 3

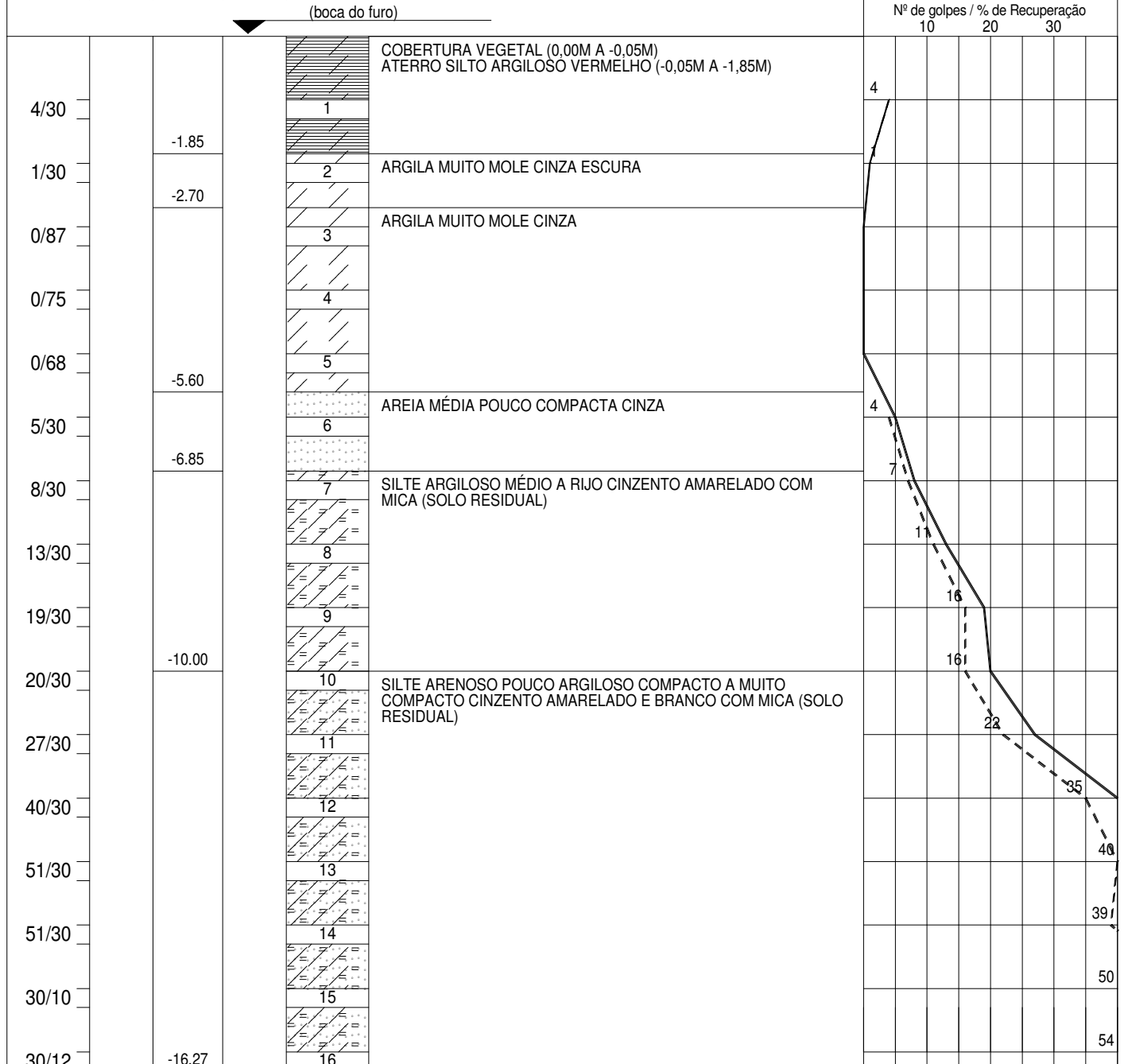


Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN:	COTA DO N.A.
---	-----	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS.: 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 23/6/2015 DATA FINAL : 23/6/2015	PERFIL SP 01 (BLOCO 30)	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Avenida Esperança	
	SONDADOR Mailson	Vila Esperança	
	ENG. RESP.	Magé RJ Condomínio 3	

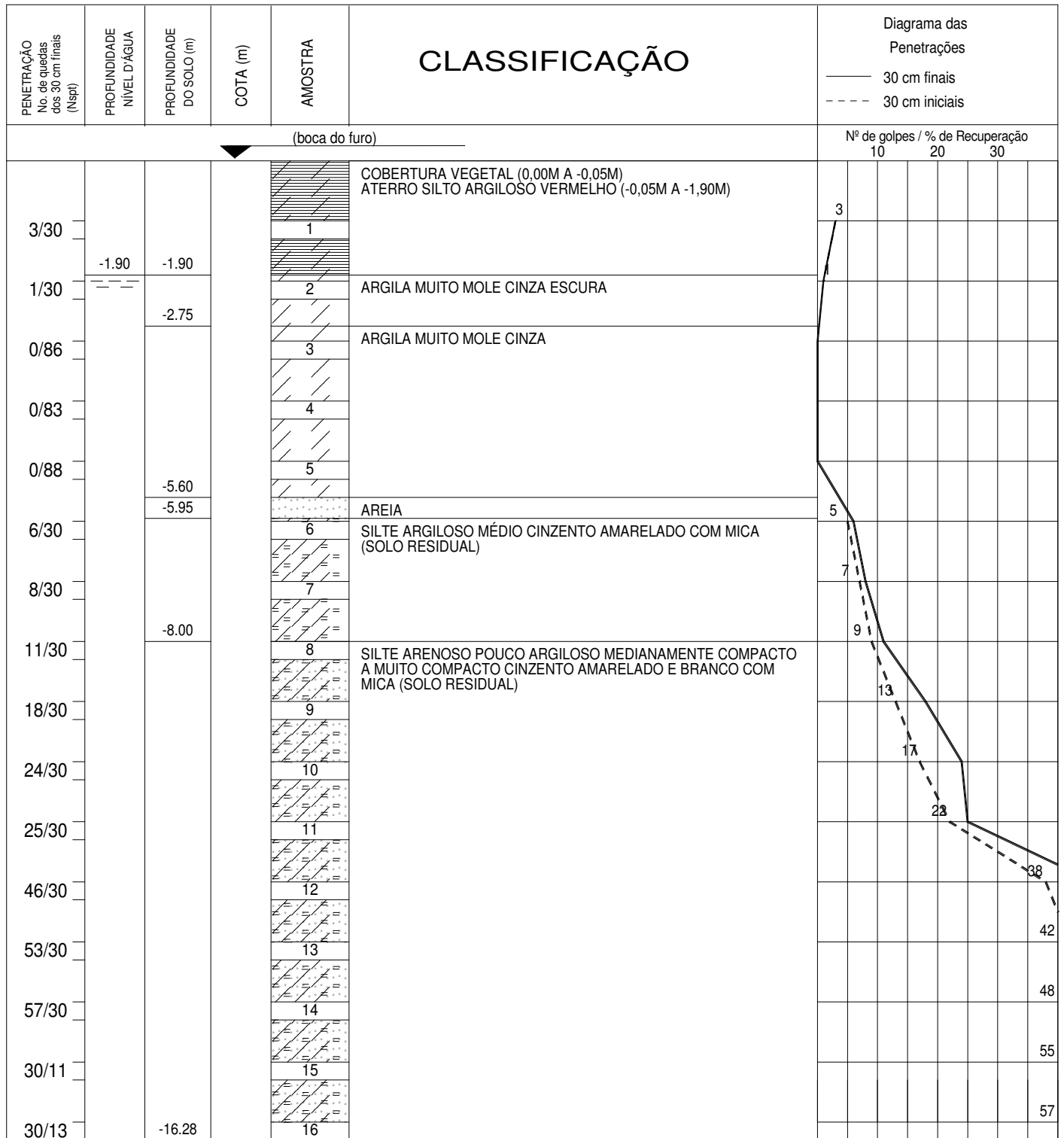
PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais		



Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2 1/2 " Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN:	COTA DO N.A.
---	-----	--------------

<p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 24/6/2015 DATA FINAL : 24/6/2015	PERFIL SP 02 (BLOCO 30)	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Avenida Esperança	
	SONDADOR Mailson	Vila Esperança	
	ENG. RESP.	Magé RJ Condomínio 3	



Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:

COTA DO N.A.

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 24/6/2015
 DATA FINAL : 24/6/2015

PERFIL
 SP 03 (BLOCO 30)

ESCALA 1:100

DESENHO
 Gustavo

LOCAL
 Avenida Esperança

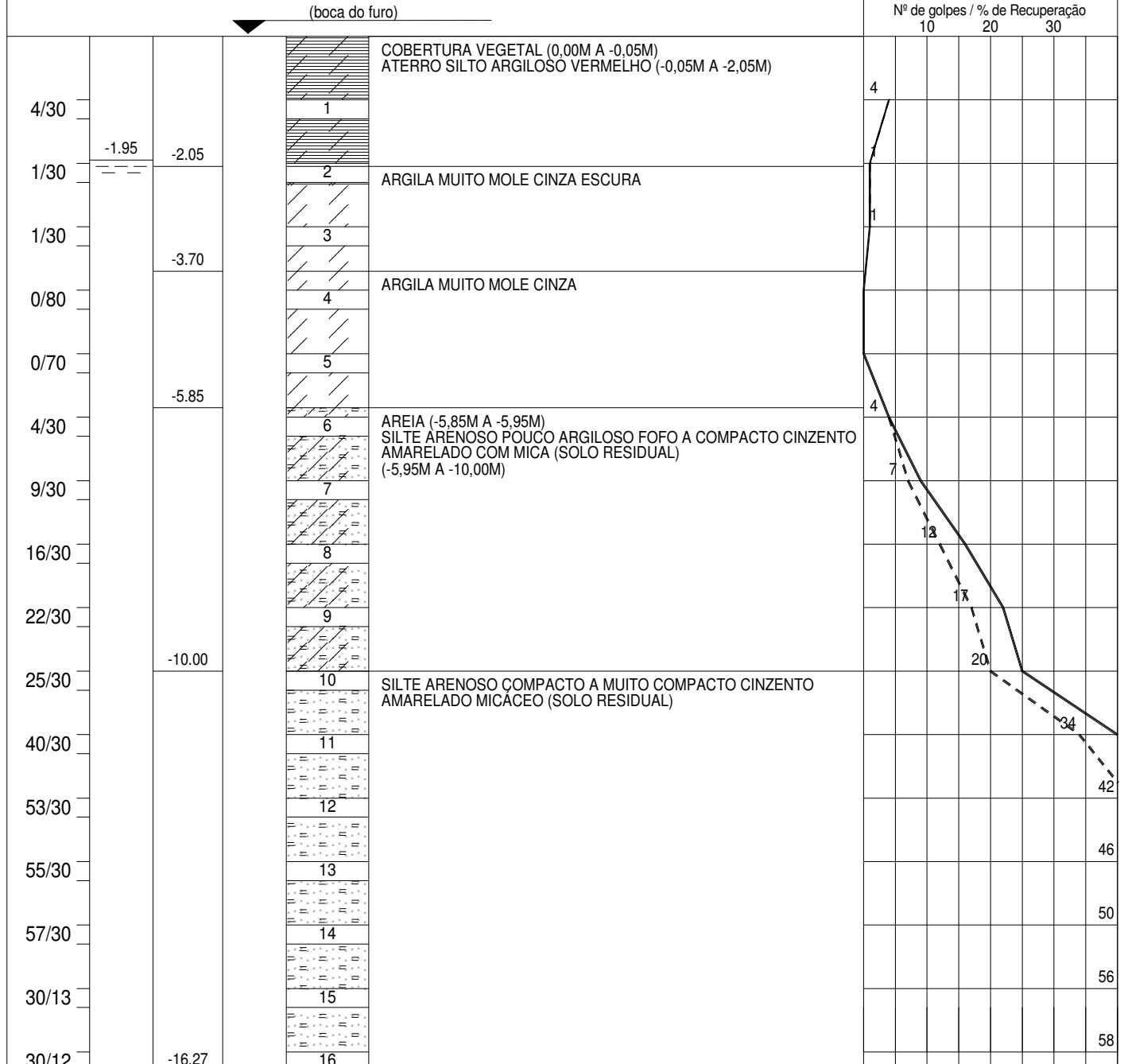
SONDADOR
 Mailson

Vila Esperança
 Magé RJ

ENG. RESP.


Condomínio 3

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	--- 30 cm iniciais		



Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN:	COTA DO N.A.
---	-----	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 25/6/2015 DATA FINAL : 25/6/2015	PERFIL SP 04 (BLOCO 30)	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Avenida Esperança	
	SONDADOR Mailson	Vila Esperança	
	ENG. RESP.	Magé RJ Condomínio 3	

